

136



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

SUSTENTACION DE TALUDES MEDIANTE EL
SISTEMA TERRAMESH

T E S I S

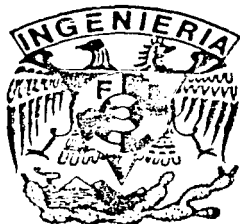
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

CESAR ALEJANDRO VARGAS CRUZ

DIRECTOR DE TESIS: M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA



MEXICO, D. F.

2002



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

... a la Dirección General de Bibliotecas G...
... a difundir en formato electrónico e impreso e
... contenido de mi trabajo recepcional

NOMBRE: CÉSAR ALEJANDRO
VARGAS CRUZ
FECHA: 26/NOV/2002
LUGAR: VARGAS CRUZ CÉSAR A.

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/CTG/SEAC/UTIT/056/00

Señor
CÉSAR ALEJANDRO VARGAS CRUZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de

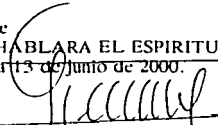
"SUSTENTACION DE TALUDES MEDIANTE EL SISTEMA TERRAMESH"

- I. EMPUJE DE TIERRAS
- II. ESTABILIDAD DE TALUDES
- III. ESTRUCTURAS EN GAVIONES
- IV. SISTEMAS TERRAMESH
- V. DIMENSIONAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA TERRAMESH
- VI. INSTALACION
- VII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 13 de junio de 2000.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/astg

DEDICATORIAS

A mis padres:

Rufina Cruz H.

Cándido Vargas. †

Por se ejemplo de esfuerzo y superación.

A mis hermanos:

Beatriz

María de la Luz

Victor

Por su cariño y estímulo.

A mis sobrinos:

Erick y David

Por que algún día tengan su propio ejemplar como éste.

A:

la Familia Montealegre Cruz y Yolanda Cruz

Por estar siempre cerca.

A los Civiles 94.

AGRADECIMIENTOS

Al M. I. Agustín Deméneghi Colina, por ayudarme en el desarrollo de este trabajo.

A los Ingenieros Jesús Govéa y Carlos Valerio, por las facilidades en el acceso a la información de Maccaferri de México.

Al H. Jurado, por la revisión y observaciones hechas.

A todos los profesores, por transmitir sus conocimientos.

A la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, por dejarme ser PUMA.

A la Facultad de Ingeniería, por ser la base de vida como profesional.

ÍNDICE

	PÁGS.
Introducción	1
I. Empuje de tierras	3
I.1. Teorías de estudio	5
I.1.a. Teoría de Rankine	5
I.1.b. Teoría de Coulomb en suelos friccionantes	14
I.1.c. Método semiempírico de Terzaghi	16
II. Estabilidad de taludes	21
II.1. Factores influyentes en la inestabilidad de taludes	21
II.2. Tipos de fallas más comunes en taludes	24
II.3. Métodos de análisis	27
II.3.1. Análisis de un talud infinito de arena	28
II.3.2. Análisis por tanteos	30
II.3.3. Método Sueco	31
II.4. Métodos de estabilización	39
III. Estructuras en gaviones	42
III.1. Características de los gaviones	43
III.2. Aplicaciones de los gaviones	45
III.3. Especificaciones	50
IV. Sistemas Terramesh	55
IV.1. Suelo o tierra armada	56
IV.1.1. Características del suelo o tierra armada	57
IV.1.2. Aplicaciones de la tierra armada	59
IV.1.3. Principio de la tierra armada	61
IV.2. Sistema Terramesh	63
IV.2.1. Ventajas de las estructuras de Sistema Terramesh	63

V. Dimensionamiento de una estructura Terramesh	67
V.1. Dimensionamiento preliminar de una estructura	
Terramesh como obra de contención	70
V.1.1. Análisis de la estabilidad externa	70
V.1.2. Análisis de la estabilidad interna	73
V.2. Acciones debido a la presencia de las mallas de refuerzo	76
V.3. Análisis de resultados	77
V.4. Ejemplo de diseño	80
V.5. Programa MAC.ST.A.R.S. R.	84
VI. Instalación	87
VI.1. Identificación del material, almacenamiento y manipulación	88
VI.2. Preparación de la base	89
VI.3. Instalación del refuerzo	90
VI.4. Colocación del relleno	91
VII. Conclusiones	93
Bibliografía	96

Introducción

Para conocer los pasos a seguir en el establecimiento de la estabilidad de un talud, basta con observar el procedimiento o técnicas que intervienen en el análisis de la ubicación más probable de la superficie de falla del talud, también llamada superficie de deslizamiento probable que es lo que produce lo que la gente llama "derrumbe".

Muchos de los deslizamientos (o derrumbes) se podrían prevenir si se hicieran los cálculos necesarios para determinar la estabilidad de los taludes que proporcionan riesgo o incertidumbre y posteriormente se diseñaran las obras civiles de contención llamados genéricamente "muros", de diferentes tipos; como: muros de gaviones, de tierra armada, encribados, tablestacados, en voladizo, de gravedad. Todos los elementos anteriormente enunciados son diseñados con la aplicación de lo aprendido básicamente en estática, análisis y diseño de estructuras, resistencia de materiales; y mecánica de suelos. Lo que se persigue es que la estructura que se emplee, corte la superficie de falla para que el deslizamiento no se produzca.

Los muros de contención construidos con gaviones siguen también esta idea y se componen de bloques formados por enrocamiento envueltos con una red de alambre especialmente confeccionada para este fin, que son superpuestos formando una estructura de sostenimiento.

En la práctica, los problemas de estabilidad de taludes no pueden resolverse con soluciones tabuladas, ya que no hay dos deslizamientos iguales por la sencilla razón de que la inestabilidad de un talud suele tener su origen en la convergencia de múltiples condicionantes de carácter local.

El Sistema Terramesh sigue la idea de la tierra armada, la cual se podría definir como un material compuesto formado por la combinación alternada de capas de refuerzos lineales y un suelo granular prácticamente sin cohesión. Un sistema de tierra armada está constituido por tres elementos: tableros exteriores, tiras de refuerzo y suelo de relleno. La fricción generada entre el suelo y los elementos de refuerzo es el fenómeno fundamental de la tierra armada; las fuerzas de tensión que se desarrollan en el interior de la masa de suelo se transmiten a los refuerzos a través de la fricción producida en las interfaces.

El dimensionamiento de una estructura de este tipo, consiste en determinar los esfuerzos externos que actúan sobre la estructura de sostenimiento y posteriormente establecer el largo mínimo de los refuerzos y el espaciamiento vertical entre estos.

En el primer capítulo de este trabajo se incluyen las características de los muros de gravedad, las fuerzas que se presentan en ellos, las etapas de diseño, además de teorías de estudio como son: Rankine, Coulomb y Terzaghi, considerando el tipo de suelo y las características del muro y relleno.

El segundo capítulo incluye los diferentes factores que influyen en la estabilidad de un talud; entre los que se pueden mencionar: geología y topografía del sitio, pluviosidad, etc.; los diversos tipos de falla que se pueden presentar en un talud y sus causas, métodos de análisis, entre los que puede destacarse el llamado Método Sueco, el cual supone una superficie de falla formada por un arco de circunferencia. Por otra parte se describen métodos para la estabilización de taludes.

El tercer capítulo consta de las características de los gaviones, su evolución desde su invención, sus aplicaciones en diversas áreas de la Ingeniería Civil, especificaciones de los materiales que componen la malla (alambre de malla y amarre, refuerzo, recubrimiento de PVC, etc.) y etapas para su correcta instalación.

El cuarto capítulo presenta al Sistema Terramesh como una alternativa para la estabilización de taludes, el cual se basa en el concepto de tierra armada o suelo reforzado, que consiste en la instalación alternada de capas de tierra y refuerzo, además se incluyen sus características y ventajas.

En el capítulo quinto se explica el método para dimensionar una estructura Terramesh; dividido en dos partes: análisis de la estabilidad interna y externa; las teorías que emplea dicho método, la contribución de la malla de refuerzo en la resistencia y también se hace una descripción del programa de computadora MACSTARS que simplifica el dimensionamiento.

En el sexto capítulo se incluyen las etapas que componen la instalación de una estructura Terramesh, la cual inicia desde la selección de los materiales.

Finalmente en el séptimo capítulo se presentan las conclusiones de este trabajo.

I. Empuje de tierras.

Actualmente en la Ingeniería Civil se utilizan dos tipos de elementos de soporte: los rígidos y los flexibles. Generalmente a los primeros se les denomina muros, y se construyen principalmente de mampostería o concreto, ya sea simple o reforzado; los flexibles son llamados tablestacas y suelen ser de acero o en algunos casos de madera.

Cuando un muro es diseñado para mantener una diferencia de niveles en el suelo, se le llama de retención. El material que se encuentra a mayor nivel se conoce como relleno y es el que provoca la presión o el empuje sobre el respaldo del muro.

Un muro de gravedad es aquel que con su peso propio es capaz de soportar un relleno, y se emplea para formar una pared permanente en una excavación. Para su construcción, es necesario formar un talud provisional al borde de la excavación, posteriormente, construir el muro y finalmente rellenar el espacio que existe entre el muro y la pared de la excavación.

La figura 1 muestra algunas de las fuerzas que actúan sobre un muro de gravedad, entre las cuales están:

- a) El peso propio del muro, que actúa en el centro de gravedad de la sección del mismo.
- b) La presión del relleno que sumada a otras sobrecargas forman el empuje activo, que tiende a empujar al muro.
- c) La fuerza sustentante situada en la parte inferior del muro que soporta el peso del mismo más las componentes verticales de las demás fuerzas.
- d) La resistencia al deslizamiento, que contrarresta al empuje activo.
- e) La resistencia pasiva, que es la presión de la tierra enfrente del muro.

Existen otras fuerzas como: subpresión, de filtración, humedad; provocadas por la presencia de un nivel freático; además de vibración, etc.

El empuje activo es una fuerza que tiende a volcar el muro por efecto del relleno, esto es evitado por el peso propio del muro y la componente vertical del mismo empuje activo, por

esto es importante considerar el peso del muro en su diseño, porque se opone al vuelco y, además, provoca una resistencia al deslizamiento en la base. Por esta razón, un muro de este tipo se denomina de gravedad (o muro de resistencia por su peso).

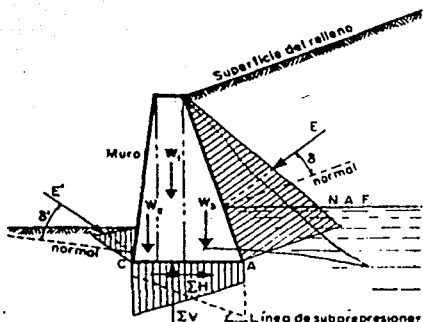


Fig. 1 Fuerzas actuantes en un muro de gravedad.

Las fuerzas que actúan sobre un muro de gravedad no se pueden determinar a partir de la estática y, además, las magnitudes de dichas fuerzas son afectadas durante los procesos de construcción y de relleno. Por eso, el diseño de un muro de gravedad no solo requiere del cálculo de las fuerzas actuantes, sino además de aquellas que pudieran llegar a presentarse en caso de que el muro comience a fallar.

Para el diseño de un muro de gravedad, se procede de la siguiente manera:

- 1) Se prevé la magnitud de las deformaciones que llevan a la falla, además de aquellas que se presentan en la base del muro, las deformaciones son producidas por el movimiento del relleno hacia el muro y hacia abajo.
- 2) Posteriormente, se seleccionan las dimensiones temporales del muro.
- 3) Después se determinan: el empuje activo, la resistencia al peso del muro, la fuerza tangencial en la base, y.
- 4) Finalmente se compara el empuje activo con la resistencia total, esta última debe ser mayor en la proporción previamente fijada por un factor de seguridad conveniente.

I.1 Teorías de estudio.

a) Teoría de Rankine.

a.1) Suelos friccionantes

Considerando un elemento diferencial de suelo, como el que se muestra en la figura 2, con altura dz , situado a una profundidad z de una porción de suelo en reposo, es decir, que no permita desplazamientos, la presión vertical efectiva que actúa sobre el elemento dz será:

$$p_v = \gamma z \quad 1)$$

en donde γ es el peso específico en el estado en que se encuentre el suelo.

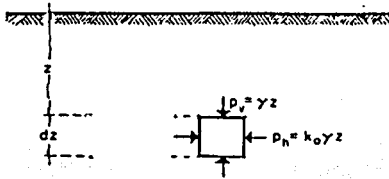


Fig. 2 Estado de esfuerzos de elemento de suelo en reposo

A la profundidad z el elemento de suelo es presionado lateralmente lo que origina un esfuerzo horizontal p_h , que con base en la experiencia se acepta como una proporción de p_v , de donde:

$$p_h = K_0 \gamma z \quad 2)$$

a la constante de proporcionalidad K_0 , se le llama coeficiente de presión de tierra en reposo, su valor fluctúa entre 0.4 y 0.8 para suelos granulares finos de acuerdo con datos experimentales.

Representando el estado de esfuerzos en el Diagrama de Mohr, se obtiene un círculo que no es el de falla.

A partir de las condiciones de reposo del elemento, se puede llegar a la falla de dos formas, las cuales están representadas en la figura 3. La primera consiste en disminuir el esfuerzo horizontal manteniendo el vertical constante, con lo que se llega a la falla, con un esfuerzo principal menor $\sigma_3 = K_A \gamma z$ donde K_A se denomina *coeficiente de presión activa de tierras*. La segunda forma consiste en tomar al esfuerzo γz como el principal menor, aumentando ahora la presión horizontal hasta llegar a un valor $K_p \gamma z$, tal que el círculo resultante sea tangente a la línea de falla. Al valor K_p se le llama *coeficiente de presión pasiva de tierras*. Estas dos posibilidades respetan el valor de γz de la presión vertical, que es una condición natural del problema.

De acuerdo con Rankine un suelo está en *estado plástico* cuando se encuentra en estado de falla, por lo que, de lo anterior, existen dos estados plásticos. El primero es aquel que se presenta cuando el esfuerzo horizontal alcanza su valor mínimo, llamado *activo*, y el segundo cuando el mismo esfuerzo horizontal alcanza su valor máximo, llamado *pasivo*.

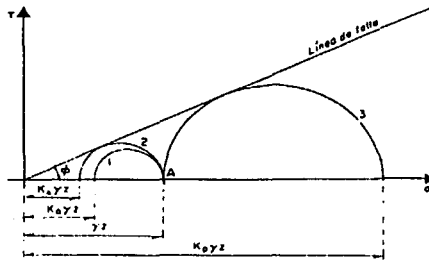


Fig. 3 Diagrama de esfuerzos de un suelo friccionante

Para el estado plástico activo, se tiene que la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N_\phi} \quad 3)$$

da el valor del coeficiente activo de presión de tierras:

$$K_A = \frac{1}{N_\phi} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad 4)$$

De igual manera para el estado plástico pasivo, la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical, da el valor del coeficiente pasivo de presión de tierras:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N_\phi \quad 5)$$

$$K_p = N_\phi = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad 6)$$

Despreciando la ligera diferencia que pudiera existir entre las dos trayectorias de esfuerzos se observa que:

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad 7)$$

Para un elemento de suelo sujeto a un esfuerzo principal mayor vertical σ_1 y uno menor horizontal σ_3 , la línea de fluencia o de deslizamiento se presenta a un ángulo $45^\circ + \phi/2$ respecto a la dirección del esfuerzo principal mayor.

Las fórmulas anteriores solo son validas para el caso en que la superficie del relleno de tierra sea horizontal y el paramento del muro vertical.

Si las expresiones para las presiones activa y pasiva, obtenidas de la Teoría de Rankine, a una profundidad z , se integran a lo largo de la altura total H del muro, es posible obtener los empujes totales. Esto implica la suposición de que los estados plásticos se han desarrollado totalmente en toda la masa del relleno, es decir, que el muro se ha deformado lo necesario.

Para el estado plástico activo, a partir de la expresión 3, se tiene que:

$$p_h = \frac{p_v}{N_\phi} = \frac{\gamma z}{N_\phi} \quad 8)$$

En un elemento diferencial dz del respaldo del muro a la profundidad z , actúa el empuje:

$$dE_a = \frac{1}{N_\phi} \gamma z dz$$

Suponiendo una dimensión unitaria, en la altura H el empuje será:

$$E_a = \frac{\gamma}{N_\phi} \int_0^H z dz = \frac{1}{2 N_\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad 9)$$

De igual manera, para el estado plástico pasivo, el empuje pasivo total será:

$$E_p = \frac{1}{2} N_p \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad 10)$$

Expresiones válidas únicamente para un muro con respaldo vertical y superficie de relleno horizontal.

Considerando el volumen de presiones como un elemento rígido, puede sustituirse por una fuerza concentrada, cuya magnitud queda determinada por E_A o E_P , dada la distribución lineal que se tiene para ambas presiones. El punto de aplicación de esas fuerzas se encuentra a un tercio de la altura total del muro medida a partir de la base. Estas fuerzas resultan horizontales para el caso estudiado.

Para el caso en que el relleno sea un plano inclinado a un ángulo β con respecto a la horizontal, mediante un procedimiento similar al anterior, se puede llegar a las siguientes expresiones de los empujes activo y pasivo:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad 11)$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad 12)$$

Debido a que las distribuciones de presiones también son lineales y su dirección es paralela a la superficie del relleno, las resultantes serán paralelas a la superficie del relleno y estarán aplicadas a un tercio de la altura del muro.

Otro caso importante es considerar la superficie del relleno horizontal, sujeta a una sobrecarga uniformemente distribuida, con un valor q .

Para el caso activo, expresión 3:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1}{N_p} = K_A$$

en donde, al actuar la sobrecarga q , el esfuerzo vertical es:

$$\sigma_1^* = \sigma_1 + q$$

y el horizontal:

$$\sigma_3^* = \sigma_3 + \Delta \sigma_3$$

por lo tanto:

$$\frac{1}{N_\phi} = \frac{\sigma_3 + \Delta \sigma_3}{\sigma_1 + q}$$

de donde, se puede deducir que:

$$\Delta p_h = \Delta \sigma_3 = \frac{q}{N_\phi} = K_A q \quad (13)$$

El efecto provocado por la sobrecarga es simplemente el de aumentar la presión actuante contra el muro en el valor de la ecuación anterior.

De manera análoga, puede determinarse que para el caso pasivo el efecto es aumentar la presión en el valor:

$$\Delta p_h = \Delta \sigma_1 = q N_\phi = K_P q \quad (14)$$

Debe recordarse que las ecuaciones anteriores solo son válidas para un relleno horizontal. En caso de un relleno inclinado pueden obtenerse ecuaciones análogas.

Otro caso práctico es aquel que se presenta cuando una parte del relleno está sumergido. Si H es la altura total del muro, y H_1 es la altura de parte del relleno no sumergida medida a partir de la corona como se muestra en la figura 4, la presión vertical del relleno en un punto bajo el nivel del agua será:

$$p_v = \gamma H_1 + z' + \gamma' z' \quad (15)$$

De modo que la presión ejercida horizontalmente por la arena bajo el nivel del agua será:

$$p_A = \frac{p_v}{N_\phi} = \frac{1}{N_\phi} (\gamma H_1 + z' \gamma') \quad (16)$$

Además, sobre el muro y bajo el nivel freático actuará la presión hidrostática:

$$p_w = \gamma_w z' \quad (17)$$

y el empuje total activo será:

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H_1^2 + \frac{1}{N_\phi} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2N_\phi} \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (18)$$

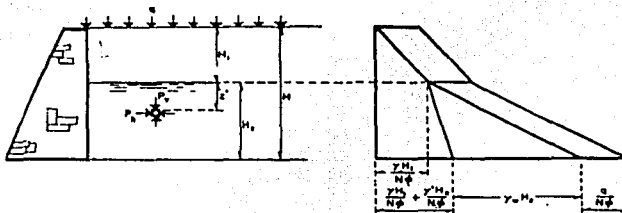


Fig. 4 Diagrama de presiones activas de un suelo friccionante parcialmente sumergido sometido a una sobrecarga q.

Todas las fórmulas anteriores se aplican en la práctica de la construcción de muros de retención, por lo cual es importante conocer las condiciones de aplicabilidad, es decir, las hipótesis sobre las que esta apoyada la Teoría de Rankine, y que son:

1. Los estados plásticos, tanto activo como pasivo, se desarrollan por completo en toda la masa del suelo. El tipo de movimiento necesario para que pueda desarrollarse un estado plástico es un ligero giro del muro en torno a su base, en el sentido conveniente.
2. Cuando la superficie del relleno es horizontal y si el respaldo del muro es vertical, el muro debe ser liso, es decir, el coeficiente de fricción entre él y el suelo de relleno debe ser nulo. Cuando la superficie del relleno es un plano inclinado a un ángulo β con la horizontal, ha de admitirse que el muro es rugoso con un coeficiente de fricción con el suelo, tal que las presiones resultantes sobre el respaldo vertical resulten inclinadas al mismo ángulo β .

a.2) Suelo cohesivos

Para suelos puramente cohesivos, es necesario recordar que la cohesión es una propiedad que esta expuesta a cambiar con el tiempo, ya sea porque el material se consolide o se expanda por la absorción de agua. Por lo que es necesario tener la certeza de que el valor de la cohesión usado en las fórmulas, no cambie con el tiempo, lo que es muy difícil que se ocurra.

Procediendo de la misma manera que en los suelos friccionantes, considérese un elemento de suelo puramente cohesivo en reposo a una profundidad z , la presión horizontal sobre el elemento, sujeta a la presión vertical γz , será $K_0 \gamma z$, en donde K_0 a diferencia de los suelos friccionantes depende del material y de su historia previa de esfuerzos.

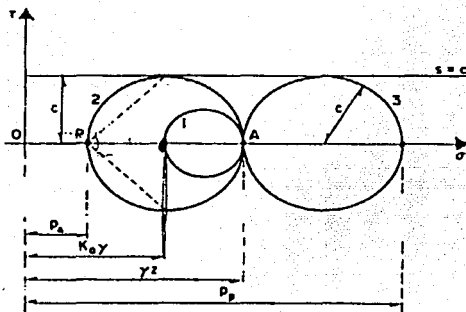


Fig. 5 Diagrama de esfuerzos de un suelo cohesivo

De igual manera que para los suelos friccionantes, es posible llegar a la falla de dos modos, disminuyendo y aumentando la presión horizontal, la figura 5 muestra el diagrama de Mohr de ambos. Para el primer caso, que corresponde al estado plástico activo, las presiones valen:

$$\text{Horizontal: } p_A = \gamma z - 2c$$

$$\text{Vertical: } p_v = \gamma z \quad 19)$$

p_v es el esfuerzo principal mayor y p_A es el esfuerzo principal menor.

El otro caso, el del estado pasivo, las presiones serán:

$$\text{Horizontal: } p_p = \gamma z + 2c$$

$$\text{Vertical: } p_v = \gamma z \quad (20)$$

p_p es el esfuerzo principal mayor.

De donde pueden obtenerse las fórmulas para los empujes totales activo y pasivo, integrando en la altura H las respectivas presiones horizontales:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (21) \text{ y } (22)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH$$

Estos empujes son horizontales y pasan por el centroide del área de presiones, siempre y cuando la superficie de relleno sea horizontal.

Como se muestra en la figura 6, la distribución de presiones del relleno es lineal, con una zona superior trabajando a tensión y una inferior a compresión. El valor de la tensión en la superficie es $2c$ y la profundidad a la que se extiende es:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \quad (23)$$

Debido a que se supone que el suelo no tiene capacidad para trabajar a tensión, se desarrollarán grietas en el caso del empuje activo, a la profundidad dada por la ecuación anterior.

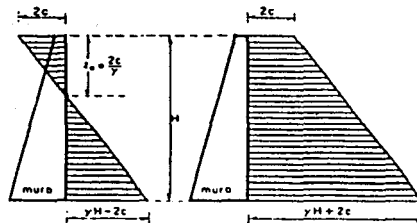


Fig. 6 Diagrama de presiones activa y pasiva de un suelo cohesivo.

a.3) Suelos cohesivos-friccionantes

Desde el punto de vista de los esfuerzos efectivos, todos los suelos pueden considerarse puramente friccionantes, pero esto en la práctica dificulta la evaluación de las presiones de poro, que hace imposible conocer la resistencia al esfuerzo cortante, evitando modificar el proyecto. Esto implica que es necesario, usar el criterio de las envolventes de resistencia en función de los esfuerzos totales. La envolvente de falla de un suelo que presenta cohesión y fricción es:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (24)$$

Para un relleno horizontal, puede razonarse de manera similar al caso de material puramente friccionante. Considerando, un elemento de suelo en reposo a una profundidad z . Nuevamente puede llegarse a la falla por dos métodos: disminución o aumento de la presión lateral a partir del valor $K_0 \gamma z$, obteniendo el diagrama representado en la figura 7.

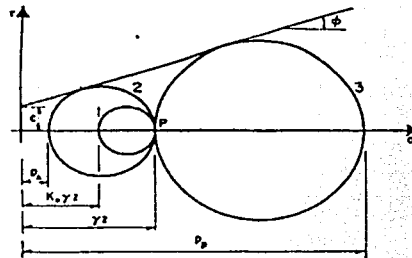


Fig. 7 Diagrama de esfuerzos de un suelo cohesivo.

De donde es posible obtener la relación entre el esfuerzo principal mayor y el menor dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (25)$$

En el caso del estado activo, $p_A = \sigma_3$ y $\sigma_1 = \gamma z$, por lo que:

$$p_A = \frac{\gamma z}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \quad (26)$$

Mientras que para el estado pasivo $\sigma_1 = p_p$ y $\sigma_3 = \gamma z$, por lo que:

$$p_p = \gamma z N_\phi + 2 c N_\phi \quad (27)$$

Los empujes correspondientes se obtienen integrando las presiones a lo largo de la altura total del muro. De donde:

$$E_A = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H$$

$$E_p = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H^2 + 2c \sqrt{N_\phi} H \quad (28) \text{ y } (29)$$

Las líneas de acción son teóricamente horizontales a través del centroide del área de presiones.

De igual forma que para los suelos puramente cohesivos existe una zona en la que el diagrama de presiones corresponde a un estado de tensión, teniendo una profundidad a partir de la corona:

$$z_u = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} \quad (30)$$

con lo que el punto de aplicación del empuje se calcula con base en el diagrama de compresiones.

b) Teoría de Coulomb en suelos friccionantes

La teoría de Coulomb publicada en 1776, fue la primera teoría racional para calcular los empujes en muros de retención. Esta cual considera que el empuje sobre un muro es producto de una cuña de suelo limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla desarrollada dentro del relleno, la cual se supone plana, como se muestra en la figura 8.

La cuña anterior (AOB) tiende a deslizar bajo el efecto del su propio peso, lo que provoca que se produzcan esfuerzos de fricción tanto en el respaldo, como a lo largo de la supuesta superficie de falla. Suponiendo que las resistencias friccionantes se desarrollan

totalmente, las fuerzas E_A y F resultan inclinadas respecto a las normales correspondientes a los ángulos δ y ϕ , de fricción entre muro y relleno y entre suelo y suelo respectivamente.

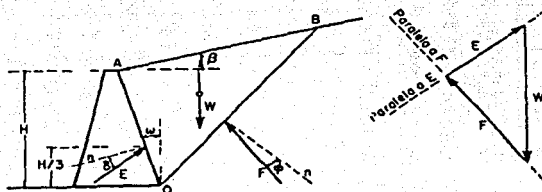


Fig. 8 Mecanismo de empuje de la Teoría de Coulomb.

Considerando el equilibrio de la cuña se observa que el polígono W, F y E debe cerrarse. Como W es conocida en magnitud y sentido y además, se conocen las direcciones de E y F , puede conocerse la magnitud del empuje sobre el muro, pero esto no es indicativo de que la cuña elegida sea la que produce el empuje máximo, lo que lleva a suponer y dibujar diferentes cuñas, calcular su empuje correspondiente y llegar así a una aproximación para el empuje máximo, producido por la cuña "crítica".

Debe decirse que si el plano de falla elegido coincide con el respaldo del muro, el empuje correspondiente será nulo, por otro lado, si el plano de falla se elige formando un ángulo ϕ con la horizontal el empuje también es nulo, en este caso la fuerza F resulta vertical hacia arriba, siendo la única posibilidad de equilibrio $W = F$ y $E = 0$.

Existen muchos métodos gráficos que permiten obtener un valor del empuje máximo adecuado para los proyectos prácticos. Para el caso de un relleno friccionante, limitado por un plano aunque sea inclinado y por un muro con respaldo plano, puede tratarse matemáticamente el método de Coulomb y llegar a una fórmula para obtener el empuje máximo:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \quad (31)$$

en donde:

E_A empuje activo máximo, según la Teoría de Coulomb

ϕ ángulo de fricción interna de la arena

ω ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical

β ángulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal.

Si el muro es de respaldo vertical, $\omega = 0$ la fórmula se reduce a:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \quad 32)$$

Si además, el relleno es horizontal $\beta = 0$, se obtiene:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen} \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad 33)$$

Si $\delta = 0$, es decir, si no existe fricción entre el muro y el relleno la ecuación se reduce a:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} = \frac{1}{2 N_\phi} \gamma H^2 \quad 34)$$

De modo que, para este caso, las teorías de Rankine y Coulomb coinciden.

c) Método semiempírico de Terzaghi para el cálculo del empuje

El Dr. Terzaghi propuso lo que quizá es hasta ahora, el método más seguro para la valuación de empujes contra elementos de soporte, con la condición de que la altura del muro no sobrepase los 7.0 metros como máximo.

El primer paso para la aplicación del método es restringir el material de relleno con el que se ha de trabajar, en uno de los siguientes grupos:

- I. Granular grueso, sin finos.
- II. Granular grueso, con finos limosos.
- III. Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
- V. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

Los tipos de suelo IV y V son poco deseables y deben ser evitados en lo posible. En caso de desconocer el material a usar como relleno, deberá realizarse el proyecto sobre las bases más desfavorables.

El método de Terzaghi cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica:

- 1 La superficie de relleno es plana, inclinada o no y sin sobrecarga alguna.
- 2 La superficie del relleno es inclinada, a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
- 3 La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.
- 4 La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

Para el primer caso (caso 1), el problema puede resolverse con las fórmulas:

$$\begin{aligned} E_H &= \frac{1}{2} K_H H^2 \\ E_V &= \frac{1}{2} K_V H^2 \end{aligned} \quad 35)$$

que proporcionan la componente horizontal y vertical del empuje por metro lineal.

La figura 9 muestra las gráficas con las que se pueden obtener los valores de K_H y K_V , en función del material de relleno. El empuje deberá aplicarse a la altura $H/3$ medida a partir del paño inferior del muro. En el caso de trabajar con el material tipo V, el valor de H deberá reducirse en 1.2 m de donde el empuje obtenido debe considerarse aplicado a la altura:

$$d' = \frac{1}{3}(H - 1.20) \quad 36)$$

medida a partir de la base inferior del muro.

Cuando el relleno tiene una superficie inclinada hasta una cierta altura y después se hace horizontal (caso 2), los valores de K_H y K_V deberán obtenerse de la figura 10, en la que además, se muestran las convenciones a que deben ajustarse las alturas, los puntos y planos de aplicación de los empujes, etc. Cuando el relleno sea de tipo V, la altura del punto de aplicación del empuje será dada por la ecuación anterior.

Cuando el relleno sea de superficie horizontal y soporte una sobrecarga uniformemente distribuida (caso 3), la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje debe incrementarse uniformemente en:

$$p = Cq \quad 37)$$

en donde q , es el valor de la carga uniformemente repartida, en las unidades apropiadas. El valor C se conoce de la tabla 1:

Tipo de relleno	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

Tabla 1. Valores de C

Si la superficie del relleno horizontal soporta una carga lineal paralela a la corona y uniforme (caso 4), se considera que la carga ejerce sobre el plano vertical, en que se aceptan aplicados los empujes, una carga concentrada que vale:

$$P = Cq' \quad (38)$$

en donde q' es el valor de la carga lineal uniforme y se C también se obtiene de la tabla 1.

Los métodos antes mencionados se refieren a muros con cimentación firme, en cuyo caso la fricción y la adherencia entre suelo y muro esta dirigida hacia abajo, ejerciendo un efecto estabilizante que tiende a reducir el empuje. Los muros calculados con estos métodos deberán garantizar un drenaje adecuado, para poder garantizar la no generación de presiones hidrostáticas contra el muro.

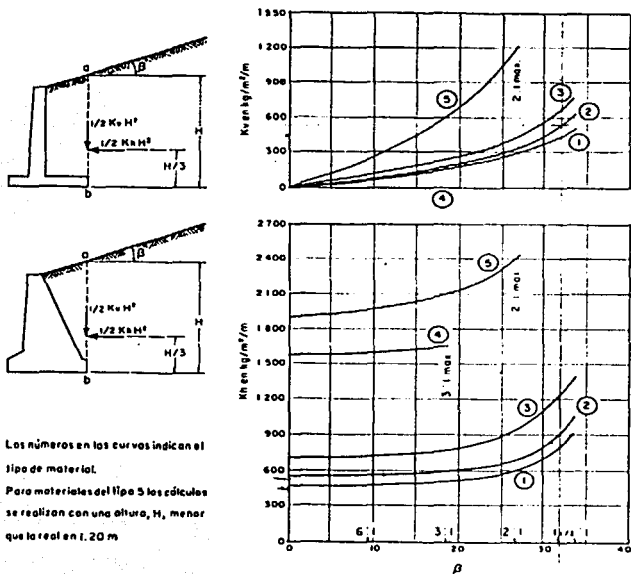


Fig. 9 Gráficas para determinar los valores de K_h y K_v

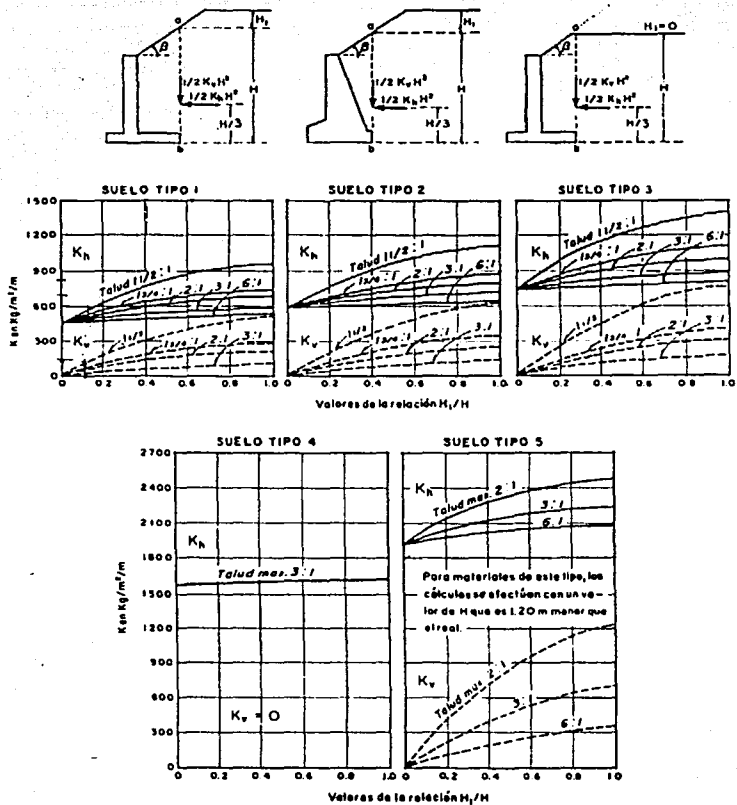


Fig.10. Gráficas para determinar el empuje en un terraplén.

II. Estabilidad de taludes

Cuando grandes porciones de masa de tierra se mueven y se separan, el resultado es desastroso. Deslizamientos de tierra han sepultado ciudades por completo y represado ríos; los deslizamientos en excavaciones han sido la causa de abandono en la construcción de canales, carreteras y ferrocarriles; la rotura de diques en períodos de grandes crecientes ha provocado la inundación de terrenos y el desalojo a los habitantes de sus casas. Es por ello que se debe ser cuidadoso en el diseño de este tipo de estructuras.

No siempre es necesario el uso de una estructura para retener una porción de terreno, en muchos casos sólo se requiere de un talud, el cual con una inclinación lo suficientemente suave y/o una altura no muy grande será estable. Para este tipo de estructuras se emplean los mismos principios de equilibrio límite que para una de retención.

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento, es lo que se llama su estabilidad y es necesario considerarla tanto en el proyecto de estructuras, como en la reparación de las que han sufrido algún daño.

II.1. Factores influyentes en la inestabilidad de taludes.

a) Antecedentes históricos.

Los deslizamientos en taludes se presentan de muy diversas maneras y existe cierto grado de incertidumbre en la capacidad de predicción de estos fenómenos. Sin embargo, el conocimiento de la ocurrencia de deslizamientos en el pasado, constituye un punto de partida para la detección y evaluación de potenciales deslizamientos en el futuro. En general, las áreas donde estos fenómenos ya han ocurrido en el pasado son altamente susceptibles a que los mismos se repitan.

Entre las fuentes de información para conocer sobre deslizamientos en el pasado, están: reseñas de deslizamientos publicados en periódicos locales, revistas especializadas en el tema, mapas de zonificación de casos ocurridos de inestabilidad geológica, inventarios de riesgos geológicos, etc.

Es muy difícil conseguir documentación escrita de casos previos de deslizamientos, por lo que la información de los habitantes de la zona, constituye una valiosa fuente de información. El tipo de información solicitada es: la descripción de deslizamientos previos en el área, el comportamiento de los taludes durante el período de lluvias, comportamiento durante eventos sísmicos, presencia de antiguas lagunas que se hayan secado, presencia de grietas en construcciones de la zona, grietas en el terreno, inclinación de postes, cercas o árboles con deformaciones, etc.

b) Geología de la región.

La topografía actual es el producto de millones de años de desarrollo y modificación a lo largo de diferentes procesos geológicos. Este proceso es continuo y los deslizamientos de taludes constituyen unos de los mecanismos de modificación. La geología representa un factor esencial en la estabilidad de un talud y existen muchos factores geológicos que ilustran el potencial de un deslizamiento.

A nivel regional, la geología controla la historia del relieve y la topografía de un área, lo cual permite estimar su susceptibilidad al movimiento. En general, los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de relieve si las condiciones se presentan. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que los deslizamientos son más comunes en ciertos tipos de relieves y menos comunes en otros.

c) Topografía y estabilidad.

Las cartas topográficas son una excelente fuente de información para la detección de deslizamientos. Algunas veces, grandes áreas de deslizamiento se pueden identificar en mapas topográficos. La identificación de algunos deslizamientos se puede llevar a cabo mediante la revisión de las siguientes características en las cartas topográficas:

1. Expresiones topográficas evidentes, por ejemplo, pendientes empinadas (curvas de nivel con poco espaciamiento), topografía con pequeñas elevaciones o montículos dentro de la masa deslizante (curvas de nivel que siguen un patrón irregular y no simétrico con depresiones poco profundas), presencia de masa separada y características de flujo en la parte baja;

2. Curvas de nivel onduladas, vías locales dañadas con niveles desiguales y otros lineamientos superficiales tales como líneas de transmisión o cercas;
3. Movimientos menores o irregularidades en ubicaciones tales como: zonas de pendientes empinadas, acantilados o bancos, áreas de concentración de drenaje etc.

d) Pluviosidad.

La pluviosidad tiene un efecto primordial en la estabilidad de taludes ya que tiene influencia en la forma, incidencia y magnitud de los deslizamientos. En suelos residuales, los cuales generalmente se encuentran no saturados, la pluviosidad tiene un impacto muy importante ya que el efecto acumulativo puede llegar a causar la saturación del terreno provocando así un deslizamiento. Con respecto a la pluviosidad hay tres aspectos importantes:

- a) El ciclo climático sobre un período de años, por ejemplo, alta precipitación anual vs baja precipitación anual;
- b) La acumulación de pluviosidad en un año dado con relación a la acumulación normal;
- c) Intensidades de una tormenta dada.

Resultados de algunos estudios señalan que la acumulación de precipitación causa un incremento en la saturación del terreno lo cual eleva el nivel freático. Una tormenta que ocurra durante la estación seca o al comienzo de la estación húmeda, tendrá un efecto menor en la estabilidad del talud que una tormenta de la misma intensidad que ocurra hacia el final de la estación húmeda.

e) Erosión.

La erosión puede ser causada por agentes naturales y humanos. Entre los agentes naturales se pueden incluir: escurrimientos de agua, aguas subterráneas, olas, corrientes y viento. La erosión causada por agentes humanos incluye cualquier actividad que permita un incremento de la velocidad del agua, especialmente en taludes sin protección; entre los principales están la tala de árboles y otro tipo de vegetación que ayudan a mantener el suelo en su sitio y así mejorar la estabilidad al talud.

La erosión puede causar la pérdida de soporte de cimentación de estructuras, pavimentos, rellenos y otras obras de ingeniería. En terrenos montañosos, la erosión incrementa la incidencia en la inestabilidad de taludes pudiendo resultar en la pérdida de vías u otras estructuras.

II.2. Tipos de fallas más comunes en taludes.

Los tipos de falla más frecuentes en taludes son los siguientes:

a) Deslizamiento superficial

Todos los taludes están sujetos a fuerzas naturales que provocan que las partículas del suelo cercanas a la frontera deslicen hacia abajo. Este fenómeno es más latente en las zonas cercanas a la superficie inclinada debido a la falta de presión normal, provocando que dicha zonas puedan quedar sujetas a un flujo viscoso hacia abajo. Lo anterior puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, o por razones de la conformación geológica.

Este fenómeno se presenta con frecuencia en laderas naturales con gran extensión, lo que implica, que al realizar una obra de estabilización se tenga un gasto económico muy alto. Los efectos son muy visibles, como por ejemplo: inclinación de árboles y postes, movimientos relativos, ruptura de muros, etc.

b) Movimiento del cuerpo del talud.

En un talud es posible que se presenten movimientos bruscos que afecten masas grandes de suelo, con superficies de falla que penetren de manera profunda. A este fenómeno se le denomina deslizamiento de tierras, del cual existen dos tipos: el primero es aquel en el que se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual se presenta el movimiento del talud, dicha superficie puede asemejarse a una circunferencia, por lo que es llamada de rotación; el segundo tipo es cuando las fallas ocurren a lo largo de superficies débiles, en planos que suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal, estas son llamadas fallas por traslación.

Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, o por delante del pie, afectando el terreno donde se apoya el talud. Además, se pueden presentar las llamadas fallas locales, que se presentan en el cuerpo del talud. La falla de un talud puede ocurrir de una de las tres formas que se presentan en la figura 11.

La falla de base o profunda, se produce principalmente en arcillas blandas. La parte superior del talud se viene abajo dejando una pared vertical mientras que el terreno a nivel situado más allá del pie del talud se levanta.

La falla de pie de talud, se produce en taludes de gran pendiente y en suelos que tienen un ángulo de fricción interna considerable. La parte superior cae formando una serie de escalones, mientras que el terreno ubicado en la parte inferior se comba hacia fuera cubriendo el pie del talud.

La falla de talud o de frente es un caso especial de la falla de pie de talud en la que la presencia de un estrato duro limita la extensión de la superficie de falla.

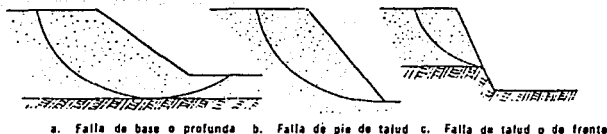


Fig. 11. Tipos de falla circulares de taludes.

Cuando la superficie de deslizamiento es paralela al talud y, además el espesor del material inestable es pequeño con respecto a la altura del talud, se denomina talud infinito o indefinido.

c) Flujos.

Son movimientos de mediana rapidez en determinadas zonas de una ladera, de tal modo que el movimiento y la distribución de velocidades asemejan al flujo de un líquido viscoso. No existe una superficie de falla, o se presenta en un periodo de tiempo muy corto. Se presentan en cualquier formación no cementada, como fragmentos de roca o arcillas francas, y en materiales secos o húmedos.

d) Erosión.

Son fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. Este fenómeno es evidente cuando las laderas de los taludes son más inclinadas.

e) Licuación.

Se presentan cuando en la zona del deslizamiento el material pasa repentinamente de una condición firme a la de una suspensión, con pérdida casi por completo de la resistencia al esfuerzo cortante, puede presentarse tanto en arcillas extrasensitivas, como en arenas poco compactas.

f) Falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación.

Entre las fallas más comunes de masas de tierra están las que se producen por taludes inestables. La gravedad, es la principal fuerza que tiende a provocar la falla, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es la principal fuerza resistente. La superficie de falla tiene la forma de la concavidad de una cuchara, con el extremo menor en la parte superior del talud y el más ancho en la parte inferior.

A manera de resumen se podría decir que las causas de inestabilidad en un talud son:

Causas que producen aumento de esfuerzos	Causas que producen disminución de resistencia
1. Cargas externas, como edificios, agua o nieve	1. Expansión de las arcillas por adsorción de agua.
2. Aumento del peso de la tierra por aumento de la humedad	2. Presión de agua intersticial.
3. Remoción por excavación de parte de la masa de tierra.	3. Destrucción de la estructura del suelo por choque, vibración o actividad sísmica.
4. Socavaciones producidas por perforaciones de túneles, derrumbes de cavernas o erosión por infiltraciones.	4. Fisuras capilares producidas por la expansión y retracción.
5. Choques producidos por terremotos.	5. Deformación y falla en suelos sensibles.
6. Grietas	6. Deshielo de suelos helados o de lentes de hielo
7. Presión de agua en las grietas	7. Deterioro del material cementante.
	8. Pérdida de la tensión capilar por secamiento.

II.3. Métodos de análisis.

La estabilidad de un talud natural, de corte o relleno, comúnmente se evalúa por medio de métodos de estabilidad basados en el equilibrio límite del suelo. Estos métodos toman en cuenta los factores principales que influyen en la resistencia del suelo o masa rocosa. La cuantificación de la estabilidad de un talud se basa en el concepto de factor de seguridad.

Determinación de la resistencia del suelo.

Los principales parámetros que definen la resistencia del suelo son el ángulo de fricción interna en el caso de suelos granulares y la resistencia al corte no drenada para suelos cohesivos. La determinación o estimación de estos parámetros se hace por medio de pruebas in-situ o ensayos de laboratorio.

El ángulo de fricción interna ϕ puede estimarse con ensayos de laboratorio tales como: ensayo de corte directo y ensayo triaxial consolidado drenado. También existen correlaciones entre el ángulo de fricción interna ϕ y ensayos in-situ como la prueba de penetración estándar (SPT) o la prueba de penetración de cono.

La resistencia al corte no drenada, puede determinarse con ensayos de laboratorio tales como: el ensayo triaxial consolidado no drenado (CU), el ensayo sin consolidar sin drenar (UU), el ensayo de compresión sin confinar (q_u) y el ensayo de corte directo simple. Ensayos in-situ tales como: la prueba de veleta de campo, la prueba de penetración de cono (CPT) y el penetrómetro de bolsillo.

Comportamiento drenado y no drenado.

Cuando el suelo es sometido a un cambio de esfuerzos, la estructura del suelo es modificada y por lo tanto el suelo tiene la tendencia a experimentar un cambio de volumen. Esta tendencia se manifiesta en la generación de un exceso de presión de poro. Si este cambio de esfuerzo es aplicado a una cierta tasa y/o las condiciones de drenaje son tales que el exceso de presión de poro es cero cuando se produce la falla, se dice que la falla ha tenido lugar bajo condiciones drenadas. Por otra parte, si el cambio de esfuerzo es aplicado muy rápido o las condiciones de drenaje son tales que el exceso de

presión de poros no tiene oportunidad de disiparse cuando la falla tiene lugar, entonces se dice que la falla ocurrió bajo condiciones no drenadas.

En la mayoría de los problemas prácticos en campo, las arcillas duras y altamente sobreconsolidadas fallan bajo condición drenada. Una razón para ello es que en estas arcillas, el exceso de presión de poro es negativo y por lo tanto a medida que este se disipa las arcillas se debilitan.

Las arcillas blandas y limos fallan en condiciones no drenadas. Esto porque el exceso de presión de poro es positivo y por lo tanto la condición crítica es a corto plazo (cuando existen estos excesos de presión positivos), pues a medida que estas arcillas disipan este exceso de presión de poro las mismas se consolidan y ganan resistencia.

La mayoría de los suelos granulares disipan el exceso de presión de poro rápidamente, debido a su alta permeabilidad y por lo tanto fallan en condiciones drenadas excepto cuando son sometidos a carga dinámica (sismo), cuando una falla no drenada es posible.

II.3.1. Análisis de un talud infinito de arena.

Tomando un elemento de suelo de un talud con un ángulo de inclinación δ con respecto a la horizontal, como el de la parte a) de la figura 12, y suponiendo, además que este tiene una gran extensión en la sección normal al corte, únicamente actúan los esfuerzos mostrados, pero en un talud infinito es válido considerar que los esfuerzos en las caras verticales son iguales y se anulan. Por lo que solo actúan los esfuerzos en la cara inferior y el peso del suelo. El equilibrio del elemento se presenta en la parte b) de la misma figura.

El ángulo de talud para el cual comienza su deslizamiento está relacionado con el ángulo de fricción máximo ϕ , pero se sabe que ϕ depende de la relación de vacíos de la arena. Pero además pueden existir taludes estables más inclinados que el ángulo de reposo, como en las presas de enrocamiento donde el material de relleno se deposita en capas delgadas y se compacta cuidadosamente.

El factor de seguridad de un talud infinito se puede definir como:

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \delta} \quad 39)$$

en donde, la única incógnita es el ángulo de fricción interna ϕ .

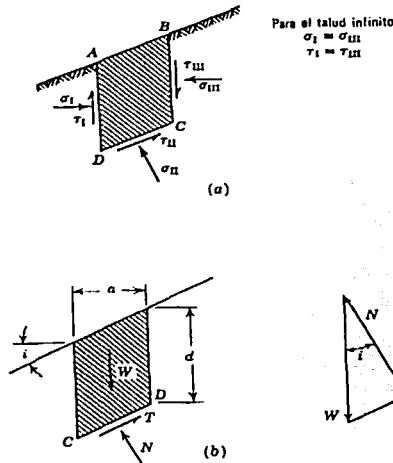


Fig. 12. Análisis de un talud infinito de arena.

El problema cambia radicalmente cuando el talud está completamente sumergido en agua, es común encontrar estos taludes en los bordes de lagos. Siguiendo el mismo análisis del caso anterior, y a partir de la figura 13 y considerando que:

- El peso total es: agua + suelo.
- Los esfuerzos efectivos que actúan sobre las caras verticales son iguales y se equilibran. Por lo que la resultante es normal a la cara inferior.
- Los esfuerzos tangenciales en las caras verticales se anulan entre sí. Resultando la fuerza T sobre la cara inferior.
- Al no presentarse flujo de agua, la resultante de las presiones intersticiales es igual a un empuje de Arquímedes.

Todo esto tiene como resultado que un talud de este tipo es estable para $\delta \leq \phi$, es decir, el máximo valor del ángulo del talud es igual al ángulo de resistencia al corte ϕ correspondiente a esfuerzos efectivos. Por lo que se puede decir, que el máximo ángulo de un talud estable de una arena es el mismo independientemente de que este se encuentre seco o sumergido.

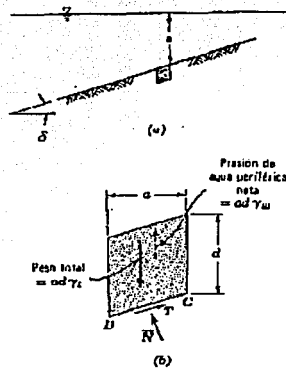


Fig. 13. Análisis de un talud sumergido.

II.3.2. Análisis por tanteos.

El análisis de la estabilidad de un talud es un problema de equilibrio plástico. Cuando la masa de suelo está a punto de fallar, las fuerzas que provocan el movimiento llegan a ser iguales a las fuerzas que se oponen a este. Un ligero incremento en las primeras es suficiente para producir una continua deformación.

Debido a la geometría irregular de la masa y al complejo sistema de fuerzas que se presentan en un problema real, es más fácil emplear un sistema de tanteos para determinar el factor de seguridad de un proyecto o la falla potencial en un talud ya existente.

Primero se supone una superficie de falla potencial y se determina la resistencia al esfuerzo cortante que actúa a lo largo de esa superficie, posteriormente se determinan las

fuerzas que actúan en el segmento de suelo limitado por la superficie de falla y finalmente se calcula el factor de seguridad de ese segmento de la forma siguiente:

Seguridad contra rotación:

$$F_m S = \frac{\text{momento resistente}}{\text{momento que produce la falla}}$$

Seguridad contra traslación (movimiento en línea recta):

$$F_t S = \frac{\text{fuerzas que oponen al movimiento}}{\text{fuerzas que producen el movimiento}};$$

Si se analiza una gran cantidad de superficies potenciales de falla, aquella en la cual el factor de seguridad sea menor, será teóricamente el verdadero factor de seguridad de la masa de suelo.

Generalmente se considera que las fuerzas que producen el movimiento incluyen la inercia, la gravedad y las fuerzas externas. Las que se oponen o resisten al movimiento incluyen la resistencia del suelo y otras fuerzas a lo largo de la superficie potencial de movimiento.

II.3.3. Método Sueco.

A todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a falla por rotación, se les conoce por el título de Método Sueco. En ellos se considera que la superficie de falla es un cilindro cuya traza con el plano es un arco de circunferencia. Según sea el tipo de suelo, será el procedimiento a aplicar, a continuación se explican algunos:

Suelos puramente cohesivos.

Este caso es el de un talud homogéneo, en donde la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$S = C$$

Este caso se presenta cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado. El procedimiento es como sigue:

Considerando un arco de circunferencia, como el de la figura 14 con centro en O y de radio R, como la superficie de falla. La masa del talud que se mueve, es la que esta rayada. Las fuerzas actuantes, son el peso del área ABCDA además de cualquier sobrecarga que actúa sobre la corona del talud. Generalmente todos los análisis se realizan considerando un espesor de talud de magnitud unitaria.

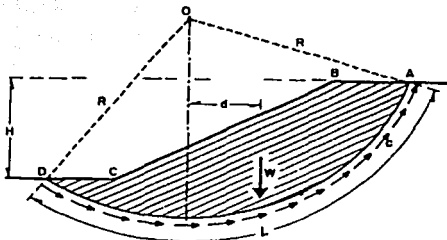


Fig. 14. Análisis del Método Sueco.

El momento, llamado momento motor producido por estas fuerzas, sin considerar sobrecargas; con respecto a un eje normal a través de O será:

$$M_m = Wd \quad 40)$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de suelo son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de falla supuesta. Por lo que el momento con respecto al mismo eje será:

$$M_R = cLR \quad 41)$$

llamado momento resistente.

Para el instante de la falla incipiente ocurrirá que:

$$M_m = M_R \quad 42)$$

sustituyendo:

$$\sum Wd = cLR \quad 43)$$

en donde Σ es la suma algebraica de los momentos con respecto a O de las fuerzas actuantes (pesos y sobrecargas).

Con lo anterior se puede definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{MR}{M_m}$$

o bien, sustituyendo:

$$F_s = \frac{cLR}{\sum Wd} \quad 44)$$

En la práctica un valor de F_s para el cual se garantiza la estabilidad es 1.5. Por lo que para una superficie hipotética de falla, debe cumplirse que:

$$F_s \geq 1.5$$

Lo anterior de ninguna manera garantiza que la superficie de falla seleccionada represente las condiciones más críticas del talud en estudio, llamado círculo crítico. Por lo que es necesario elegir otras superficies de falla con diferentes radios y centros, calcular su correspondiente factor de seguridad y revisar que el mínimo calculado no sea menor que 1.5, antes de dar por seguro el talud. En la práctica se recomienda, para fijar el F_s mínimo encontrar primero el círculo crítico de aquellos que pasen por el pie del talud y posteriormente el crítico de falla en la base; el más desfavorable de los dos representará el círculo crítico del talud.

El procedimiento anterior supone que la falla que se presenta es circular, además, admite que la resistencia al esfuerzo cortante se presenta simultáneamente a lo largo de toda superficie de deslizamiento. Esto no ocurre en la realidad, pues a lo largo de la superficie de falla real la deformación angular no se presenta de manera uniforme, por lo que los

esfuerzos tangenciales que se desarrollan tampoco lo son. Esto tiene como resultado que la resistencia máxima del suelo se alcanza primero en unos puntos que en otros, lo que provoca una redistribución de esfuerzos en las zonas próximas a aquellos puntos en los cuales se desarrolló la resistencia máxima.

Suelos con cohesión y fricción.

a) Análisis con esfuerzos totales.

Aquí se sitúan aquellos suelos que, después de ser sometidos a la prueba triaxial, trabajando con esfuerzos totales y después de definir la envolvente de falla de acuerdo al intervalo de presiones real, tienen una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

De todos los procedimientos para este tipo de suelos, el más popular es el de las "dovelas" desarrollado por Fellenius (1927), y que se explica a continuación:

Se supone un círculo de falla y la masa de tierra se divide en dovelas, como se muestra en la parte a) de la figura 15. El número de dovelas es cuestión de elección, a mayor número, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b) de la figura 15, donde, W_i es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la i -ésima, ejercen acciones sobre esta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

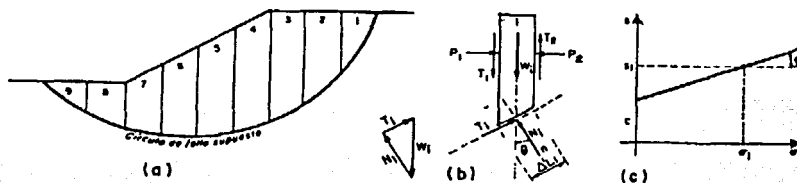


Fig. 15. Método de las dovelas.

Para este procedimiento se considera la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se anula debido a que son iguales, colineales y contrarias. Además de que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 que se consideran de igual magnitud es despreciable. Esto equivale a considerar que cada dovela actúa independiente de las demás y que las fuerzas N_i y T_i equilibran al peso W_i .

El cociente $N_i/\Delta L_i$ nos puede dar una buena aproximación de σ_n , que es el valor de la presión normal actuante en el arco ΔL_i , y con el valor de σ_n puede determinarse el valor de s_i , que corresponde a la resistencia al esfuerzo cortante, de acuerdo a la ley de resistencia al esfuerzo cortante determinado de pruebas de laboratorio.

El momento motor provocado por el peso de las dovelas será:

$$M_m = R \sum |T_i| \quad (45)$$

La única fuerza que provoca momento es T_i , la componente normal N_i , pasa por 0, por lo que no da momento con respecto a ese punto. Si existiera la presencia de una sobrecarga en la corona del talud deberá calcularse su momento y agregarlo a la ecuación 45.

El momento resistente debido a la resistencia al esfuerzo cortante s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela será:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (46)$$

Con esto, puede definirse un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum s_i \Delta L_i}{\sum |T_i|} \quad (47)$$

Con la experiencia se ha podido demostrar que una superficie de falla con un factor de seguridad $F_s \geq 1.5$ es estable. Este método, también es un procedimiento de tanteos, por lo que es necesario suponer diversos círculos de falla y determinar su respectivo F_s . Para garantizar la estabilidad de la estructura es necesario que el factor de seguridad mínimo F_{smin} no sea menor de 1.5. Además este procedimiento se aplica en general a círculos de falla de base y por el pie del talud.

Análisis de esfuerzos efectivos.

Este análisis se realiza en los casos en los que los parámetros obtenidos por medio de una prueba lenta, sean los representativos y se vaya a trabajar con esfuerzos efectivos y una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Suponiendo un círculo de falla como una superficie de deslizamiento, dividiéndola en dovelas, y aceptando las hipótesis de Fellenius, es posible determinar las fuerzas totales normal y tangencial en la base de las dovelas, por lo que:

$$N_i = W_i \cos \alpha \quad (48)$$

en donde, W_i es el peso de la dovela de ancho b como se muestra en la figura 16 parte b), calculado con base en su peso volumétrico γ_m saturado abajo del nivel del agua y quizá no saturado sobre el mismo. En caso de que la dovela se encuentre totalmente cubierta por el agua, el peso de esta deberá incluirse en W_i .

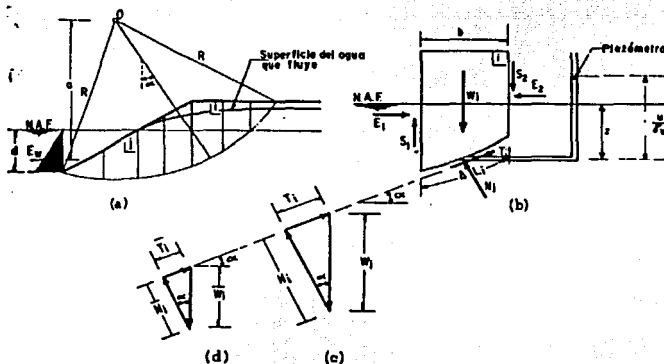


Fig. 16. Análisis de esfuerzos de suelos parcialmente saturados.

Con N_i , el esfuerzo normal total en la base de la dovela podrá calcularse como:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{\Delta L_i} = \frac{W_i}{\Delta L_i} \cos \alpha = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha \quad (49)$$

esto debido a que $b/\Delta L_i = \cos \alpha$

Además se conoce la presión del agua u , en la base de la dovela, el esfuerzo normal efectivo en esa zona puede calcularse como:

$$\bar{\sigma}_i = \sigma_i - u = \frac{N_i}{\Delta L_i} = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha - u \quad (50)$$

Con este valor de $\bar{\sigma}_i$ se puede determinar el valor de la resistencia s_i en la base de la dovela. El anterior no es el único método que existe para determinar el valor de σ_i .

Con el valor de la resistencia al esfuerzo cortante s_i , obtenido a partir de la envolvente en función de los esfuerzos efectivos, se determina el valor del momento resistente con la expresión:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (51)$$

El momento motor se determina tomando en cuenta el peso total de cada dovela, incluyendo suelo y agua.

$$M_m = R \sum W_i \sen \alpha \quad (52)$$

De presentarse un tirante de agua en la parte exterior del talud, deberá tomarse en cuenta que el agua está en equilibrio dentro y fuera del talud y no ejerce momento motor; por lo que, el momento motor será:

$$M_m = R \sum (W_i - zb\gamma_m) \sen \alpha \quad (53)$$

donde z es el desnivel entre el agua fuera del talud y la base de cada dovela.

Posteriormente se define el factor de seguridad F_s :

$$F_s = \frac{M_R}{M_m}$$

y finalmente, se determina el círculo crítico por medio de tanteos.

Suelos estratificados.

De manera frecuente se presentan en la práctica problemas en los cuales los taludes están formados por estratos de suelo distinto, como se muestra en la figura 17, en la cual hay tres estratos: el I de material puramente friccionante, el II de material cohesivo y friccionante y el III de material cohesivo.

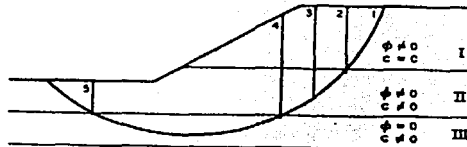


Fig. 17. Suelos estratificados.

Suponiendo un círculo como superficie de falla y dividiéndola en dovelas, procurando que cada base de dovella caiga en un solo estrato, esto con el propósito de facilitar el cálculo.

Para calcular el peso de cada dovella, deben estos tomarse como parciales, multiplicando el área de esta por su respectivo peso específico. Aquellas dovelas que estén formadas de diferentes estratos de suelo, deberán trabajarse de acuerdo con los procedimientos anteriormente descritos. Por ejemplo, para una dovella que contenga suelo de los estratos I y II, tendrá que tomarse en cuenta su propia ley de resistencia al esfuerzo cortante, por otro lado, si una dovella contiene suelo del estrato III, solo es necesario seguir el procedimiento descrito, de esta manera se determinan los momentos motor y resistente parciales. Los cuales se suman para determinar los momentos totales y con esto el F_s correspondiente a cada círculo de falla seleccionado, para garantizar la estabilidad del talud el F_{smin} no deberá ser menor de 1.5.

II.4. Métodos de estabilización.

Tan pronto se comprueba que hay algún riesgo de inestabilidad en un talud, se debe buscar la mejor solución para el problema. Esta solución deberá contemplar aspectos como el costo, la naturaleza de las obras afectadas, el tiempo estimado en el que se puede presentar el problema, la disponibilidad de los elementos constructivos de la solución, etc.

Existen diferentes tipos de soluciones para lograr la estabilidad de un talud. Estas se dividen en tres grandes grupos:

- a) Aquellas que aumentan la resistencia del suelo.
- b) Aquellas que disminuyen los esfuerzos actuantes en el talud.
- c) Aquellas que aumentan los esfuerzos de confinamiento del talud.

Ejemplo del primer grupo, son las soluciones que introducen drenajes en el suelo para bajar el nivel freático existente dentro de éste ó la inyección de sustancias que aumenten su resistencia, tales como el cemento ó algún otro elemento conglomerante. En el segundo grupo, se encuentran soluciones tales como el cambio de geometría del talud mediante el corte parcial o total de éste a un ángulo menor ó la remoción de la cresta reduciendo su altura. El tercer tipo de soluciones que se pueden utilizar en la estabilización de un talud, son las estructurales, siendo ejemplos de éstas, los muros de gravedad, las pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo suelo.

Cambio de geometría

El cambio de geometría de un determinado talud puede ser realizado mediante soluciones tales como: la disminución de su pendiente a un ángulo menor, la reducción de la altura (especialmente en el caso de suelos con comportamiento cohesivo) y la colocación de material en la base o pie del talud (construcción de una berma). En la realización de esta última solución, es común utilizar material proveniente de las partes superiores del talud.

La consecuencia directa de realizar un cambio favorable en la geometría de un talud, es la disminución de los esfuerzos actuantes causantes de la inestabilidad y, en el caso de la implantación de una berma, el aumento de la fuerza resistente.

Drenaje

El factor preponderante en la inestabilidad de la gran mayoría de las pendientes de suelo o de roca con medianos a altos grados de meteorización, es la presencia del agua. Esta puede afectar de tres maneras fundamentales: disminuyendo la resistencia del terreno mediante el aumento de las presiones de poro, aumentando las fuerzas actuantes al acumularse dentro de las grietas de tensión formadas dentro de la masa de suelo y erosionando material proveedor de resistencia (generalmente ubicado cerca del pie del talud). Por lo tanto, se han generado diversos tipos de drenaje, con diferentes objetivos. Entre los que se encuentran: drenajes subhorizontales, verticales, transversales y de contrafuerte.

Soluciones estructurales

Este tipo de soluciones son generalmente utilizadas cuando, por limitaciones de espacio o por las dimensiones del problema, resulta imposible contener un deslizamiento con los métodos discutidos anteriormente. La función fundamental de estas estructuras es la de incrementar las fuerzas resistentes de forma activa (peso propio de la estructura, inclusión de tirantes, etc.) y de forma pasiva, al oponer resistencia ante el movimiento de la masa de suelo. Los tres tipos de movimiento que deben ser capaces de soportar los muros son:

- a. Horizontal, por deslizamiento
- b. Vertical, por asentamiento
- c. Rotacional, por volcamiento

Los muros siempre experimentan algún movimiento durante su vida útil, pero éste debe ser tal, que no ponga en peligro su integridad o la estabilidad de la masa de suelo retenida. El nivel de movimiento y deformación, depende de los materiales que los constituyan y del tipo de trabajo que éstos realicen.

Entre las soluciones estructurales más usadas en la práctica, se encuentran las siguientes: muros de gravedad y en cantiliver, pantallas. Los muros de gravedad representan una solución antieconómica debido a que el material que se utiliza en su construcción, es usado solamente por su peso muerto, por su parte los muros en cantiliver hechos de concreto armado, son más económicos porque es el mismo material de relleno el que aporta la mayor parte del peso muerto requerido. Se debe tener en cuenta que al colocar una estructura hecha de un material de muy baja permeabilidad como el concreto frente a un talud de suelo que almacene agua en su estructura, es muy probable que ocurra un aumento en la presión hidrostática en la parte de atrás del muro.

Las pantallas consisten de una malla metálica sobre la cual se proyecta concreto recubriendo toda la cara del talud. Es común la inclusión de anclajes que deben atravesar la superficie de falla para y posteriormente son tensados ejerciendo así un empuje activo en dirección opuesta al movimiento de la masa de suelo. Esta es una buena solución en casos de taludes altos y con altas restricciones de espacio (cortes de carreteras, etc.) que necesita, al igual que en el caso de los muros, de las previsiones necesarias en cuanto a drenajes para controlar los empujes provenientes del agua intersticial.

III. Estructuras en gaviones.

Otra posible solución para un problema de estabilidad de un talud, es mediante el uso de gaviones o colchones Reno, como los mostrados en la figura 18; los cuales consisten en estructuras de forma prismática, modulares, fabricados con red de malla hexagonal de alambre galvanizado, reforzadas en los bordes con alambre más grueso, y divididos en celdas mediante diafragmas. Otro tipo de gavión, es el de saco, que también se muestra en la figura 18, es de forma cilíndrica y confeccionado con el mismo tipo de malla y alambre. Todos los gaviones pueden ser fabricados también con alambre fuertemente galvanizado revestido con PVC.

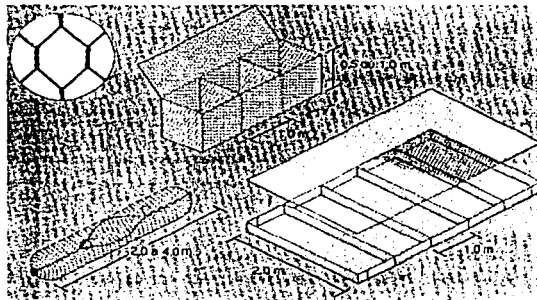


Fig 18 Gaviones y colchones Reno.

Desde el Siglo XVI, los ingenieros utilizaban en Europa unas cestas de mimbre rellenas de tierra denominadas por sus inventores italianos gabbioni, o "jaulas grandes", para fortificar los emplazamientos militares y reforzar las márgenes de los ríos.

Actualmente un armazón de malla metálica, relleno con fragmentos rocosos o boleos en lugar de tierra, ha sustituido a la cesta de mimbre; la característica básica de los gaviones, es la flexibilidad del armazón, la cual les permite trabajar sin romperse, y con ello se evita que pierdan su eficacia estructural, los gaviones puedan estar sujetos a tensión y compresión alternantes. Como estructura deformable, todo cambio en su forma por hundimiento de su base o por presión interna es una característica funcional y no un defecto. Así pues, se adapta a los pequeños movimientos de la tierra y, además al deformarse conserva su solidez estructural sin fracturas. Estas y otras ventajas con respecto a las estructuras rígidas utilizadas en obras de ingeniería la hacen una solución muy socorrida.

La forma de los gaviones ha evolucionado y sus bordes se han reforzado con alambre de diámetro mayor, con el propósito de asegurar los lados del almacén, y además durante la construcción, facilitar las operaciones de sujeción y reforzar en general las estructuras de gaviones. Los diafragmas verticales sujetos a la base de los gaviones tienen como propósito limitar el movimiento interno del relleno de piedras y reforzar más el almacén. La malla metálica con forma de hexágonos es de doble torsión y está galvanizada para darle resistencia a la presión y la corrosión.

Un muro de retención con gaviones se analiza de la misma manera que un muro de gravedad, por lo que se aplican las revisiones de estabilidad de estas estructuras. Generalmente los muros presentan una cara frontal recta o bien escalonada. Así mismo, es usual que se les diseñe y construya con cierta inclinación hacia atrás.

III.1. Características de los gaviones.

Flexibilidad.

Las obras en gaviones pueden por su flexibilidad absorber asentamientos sin perder su eficiencia, permaneciendo estructuralmente seguras, al contrario de las rígidas que pueden ser destruidas aún como consecuencia de pequeños movimientos o socavaciones en el terreno de apoyo, por lo que puede tolerar sin mayores problemas de estabilidad, asentamientos importantes de la cimentación, o desplazamientos laterales.

Como los gaviones se sujetan entre sí, la malla metálica presenta una buena resistencia a la tensión, a diferencia del concreto. Una estructura de gaviones soporta una tensión que comprometería mucho a una estructura de piedra y sería peligroso para el concreto y la mampostería.

Permeabilidad.

Los gaviones y colchones Reno son altamente permeables y actúan como drenes, permitiendo el escurrimiento de las aguas de filtración y eliminando de este modo los efectos de presión hidrostática. Las piedras de relleno ofrecen un mayor grado de permeabilidad en toda la estructura, lo que elimina la necesidad de un sistema de desagüe.

Debido a su estructura tan abierta, y para evitar migración del material retenido tras del muro, es usual disponer un geotextil como interfase entre ellos.

Monolitividad y durabilidad.

Las obras en gaviones por su propio peso y su carácter monolítico son capaces de resistir por sí mismos los empujes del terreno. Los revestimientos en canales o ríos con colchones Reno, por ser estructuras continuas logran absorber acentuadas erosiones protegiendo los terrenos que recubren. La monolitividad del conjunto permite mantener la integridad de la estructura, aún en el caso de sollicitaciones mayores que las previstas. Los alambres que constituyen la red transmiten y distribuyen las tensiones en toda la estructura.

El alambre presenta una fuerte galvanización que asegura la protección del mismo por muchos años en condiciones ambientales normales. Además, el recubrimiento con PVC del alambre galvanizado ofrece una protección efectiva aún en ambientes altamente contaminados o agresivos. Las obras se ven favorecidas por la sedimentación que llena sus vacíos, y por el crecimiento de vegetación en los mismos, aumentando su eficiencia con el paso del tiempo. Un gavión bien fabricado puede tolerar años de uso; recientemente se sometió a prueba uno utilizado para protección de la ribera de un río hace más de 100 años, y se concluyó que aún se encuentra en buenas condiciones.

Toda la resistencia a los empujes de tierra o a las fuerzas de filtración que actúan sobre la estructura en su conjunto, la proporcionan la fricción y la trabazón que se desarrolla en el enrocamiento dentro de la canasta, y entre las superficies de enrocamiento de las unidades individuales de un gavión. Estructuralmente, las mallas de alambre sirven fundamentalmente para conservar el enrocamiento en su lugar.

Simplicidad y rapidez de colocación.

Los gaviones y colchones Reno son estructuras de fácil y simple ejecución, no requieren de mano de obra calificada para su armado y llenado. Al emplear únicamente red y piedras permiten rapidez de ejecución y posibilidad de trabajo aún en condiciones climáticas adversas o en presencia de pequeños tirantes de agua. Para profundidades de agua mayores pueden ser ensamblados y llenados en seco y posteriormente ser colocados con la ayuda de grúas. Es posible optar simplemente por arrojar o colocar en el agua gaviones cilíndricos, también llenados en seco, y no necesariamente ser amarrados entre sí.

Las obras entran inmediatamente en función aún si están parcialmente terminadas, permitiendo la realización de la estructura en etapas y la eventual modificación de sus dimensiones.

Es difícil encontrar en otro sistema semejantes ventajas en economía, eficiencia y estética.

III.2. Aplicaciones de los gaviones.

Los gaviones y colchones Reno permiten una adecuada respuesta a múltiples necesidades de la Ingeniería Civil. Las obras que permiten realizar son de fácil ejecución, no requieren cimentaciones profundas, ni de mano de obra calificada y resultan muchas veces más económicas que las que emplean soluciones rígidas o semirrígidas. Rellenos con piedras forman estructuras flexibles, monolíticas, permeables y armadas que encuentran una adecuada aplicación en distintas áreas.

Debido a las características antes mencionadas, los gaviones pueden ser empleados en diferentes tipos de obras de Ingeniería, algunas de ellas son:

a) Control de la erosión fluvial (obras de derivación).

Las estructuras en gaviones ofrecen muchas veces la mejor solución técnica y económica para la corrección y la sistematización de ríos, y para obras de toma. En la sistematización de ríos pueden ser utilizadas para el control de la erosión, tanto en protecciones longitudinales de márgenes, como en obras transversales tales como espigones y diques.

En las obras de derivación los gaviones pueden ser utilizados en pequeñas presas para irrigación, abastecimiento y consumo industrial, así como en obras auxiliares, como revestimiento de vertedores, protección de obras de toma, ataguías, etc.

b) Obras de canalización.

Las canalizaciones con gaviones, como las que se muestran en las figuras 19 y 20, forman protecciones monolíticas, extremadamente flexibles, las cuales pueden resistir la erosión ocasionada por el agua, además de drenar el terreno de las aguas de filtración, eliminando así la presión hidrostática. Con frecuencia una protección del pie del muro con un revestimiento en colchones Reno evita costosas cimentaciones y absorbe posibles erosiones del fondo.

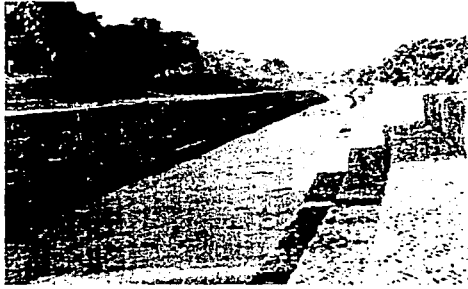


Fig. 19. Obra de canalización con gaviones.

Los revestimientos en canales y ríos con colchones Reno sustituyen con eficacia y economía al tradicional enrocamiento (rip-rap). Además, permiten una reducción del espesor respecto a este y el uso de piedras de menor tamaño. Existen varias categorías de revestimiento en obras con gaviones, entre las cuales están:

- ✓ Revestimientos realizados en seco. Este tipo de revestimiento se apoya directamente sobre el terreno que se va a proteger, es necesario por lo tanto que el terreno sea suficientemente estable y que su inclinación no produzca el deslizamiento del revestimiento. Generalmente los elementos se colocan sobre las orillas transversalmente con respecto al curso del agua.
- ✓ Revestimientos realizados en presencia de agua. Con la ayuda de equipos especiales o mediante pontones, los elementos son llenados manualmente o mecánicamente en seco sobre estos, asegurando un cierre y amarre uniforme. Posteriormente se efectúa la colocación en el sitio deseado, desplazando el elemento sobre la plataforma del pontón.



Fig. 20 Canalización con gaviones

El revestimiento resultante a diferencia del rip-rap, es una estructura continua, homogénea, de menor rugosidad, que requiere de poco o nulo mantenimiento y que suma a la solidez de la piedra, la resistencia de la malla.

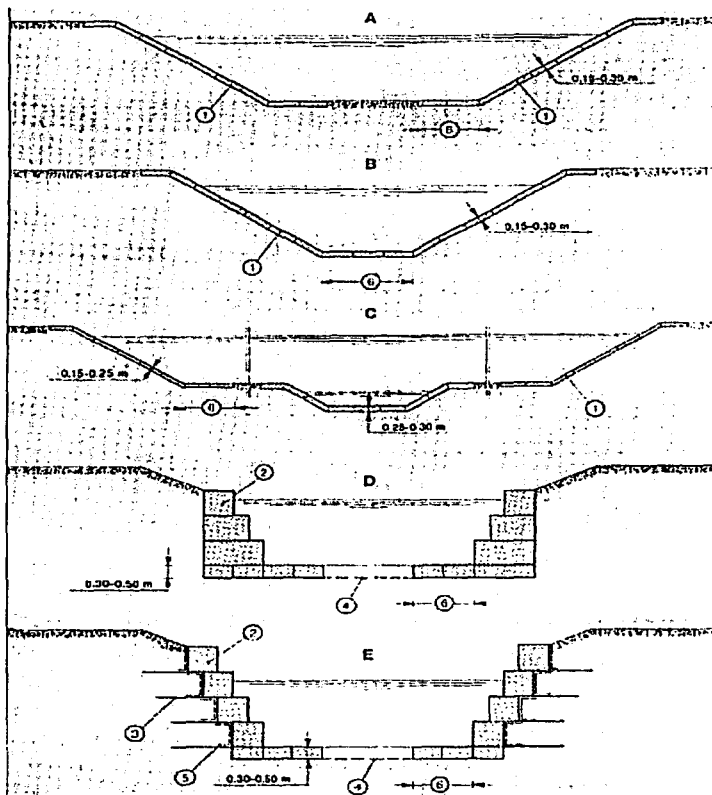


Fig. 21. Tipos de revestimiento de canales con gaviones.

c) Defensa de la erosión por oleaje.

Los revestimientos en colchones Reno y gaviones ofrecen una segura y confiable protección contra la erosión provocada por el oleaje. Permiten reducciones en el tamaño de las piedras y en el espesor del revestimiento empleados en comparación con el revestimiento de material suelto. Son principalmente usados como protección

del paramento aguas arriba de las presas en material suelto, playas y orillas de canales o ríos navegables.

d) Marinas y obras marítimas.

La atractiva apariencia natural de las obras en gaviones combina con cualquier lugar y paisaje, permitiendo la construcción de marinas y otras instalaciones complementarias para deportes acuáticos.

Los gaviones pueden absorber la acción de las olas, facilitando con su uso la creación de espejos de aguas tranquilas. Pueden ser usados en nuevos proyectos o como complemento con otros tipos de estructuras ya existentes. Pueden ser empleados también, tanto en pequeños como en grandes proyectos, especialmente en muelles, protección de obras existentes y rompeolas.

El revestimiento en PVC garantiza la integridad de las estructuras al aislar al alambre de las aguas salobres o contaminadas que lo pueden atacar.

e) Protección de puentes y alcantarillas.

Los gaviones y colchones Reno pueden ser usados también para la ejecución de alas y estribos de puentes y para la protección de los mismos, aún los construidos con otros materiales, tanto en carreteras como en áreas urbanas o rurales.

Proporcionan además una efectiva protección para las alcantarillas de carreteras y ferrocarriles. La rugosidad y flexibilidad de la estructura le permiten disipar la fuerza del flujo de agua y proteger la salida de la alcantarilla contra la erosión.

f) Estructuras de contención.

Una de las aplicaciones más importante de los gaviones es en las estructuras de contención, las cuales combinan eficazmente las funciones de sostenimiento y drenaje, son de rápida ejecución y permeables, por ser armadas pero flexibles toleran asentamientos sin fracturas. Las excavaciones para cimentaciones costosas y muchas veces peligrosas son innecesarias, siendo suficiente en general la regulación del terreno. Para este tipo de estructuras hay dos posibilidades para el acomodo de los gaviones: uno es con los escalones internos, o sea con el paramento externo plano, y otro con los escalones externos (Fig 22). Algunas veces los muros con escalones externos son preferidos por razones estéticas, pero resultan más adecuados los muros con escalones internos desde el punto de vista de estabilidad; para alturas mayores a

5 metros es aconsejable un escalonamiento interno, y para alturas inferiores se puede considerar uno externo con la advertencia de inclinar la obra por lo menos 6° .

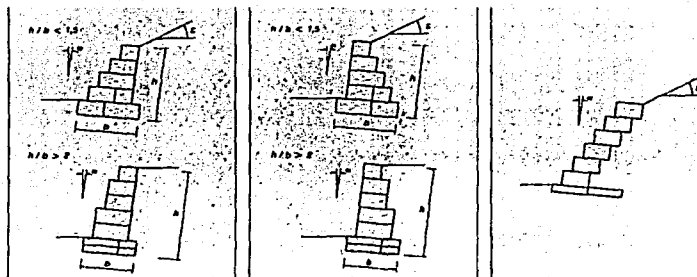


Fig. 22. Tipo de paramento de una estructura de contención.

Con el objetivo de obtener elementos para el estudio del comportamiento de gaviones para este tipo de estructuras, se han realizado pruebas en dos etapas. En la primera las pruebas se realizaron en laboratorio en tamaño real, con la finalidad de determinar los parámetros de deformabilidad y resistencia de los gaviones. En la segunda se realizaron pruebas de carga sobre muros de contención con dimensiones reales con la finalidad de verificar los resultados conseguidos, identificar el comportamiento de la estructura en conjunto, fijar los criterios de cálculo relativos y la determinación de los límites de aplicación. Los tipos de prueba realizados fueron: de resistencia a compresión y de corte puro, de carga de estructuras en gaviones en dimensiones reales y sobre paños de red.

g) Protección contra la caída de piedras.

La red con la que son construidos los gaviones, es usada muchas veces para prevenir que piedras y fragmentos caigan en carreteras, ferrocarriles o centros habitados. Esta solución puede también ayudar a fijar y favorecer el enraizamiento de la vegetación sobre el talud.

La red contra la caída de piedra tiene las mismas características de aquella usada para los gaviones y colchones Reno. Gracias a la doble torsión de la malla, la red puede soportar la sollicitación causada por el desprendimiento accidental de piedras y tiene la propiedad de no destejarse aún en caso de que se rompa alguno de sus alambres.

III.3. Especificaciones.

Descripción general.

El gavión debe ser flexible y construido en red de alambre fuertemente galvanizado en los tipos y dimensiones indicados en la Tabla 2. Cada gavión puede ser dividido en celdas por diafragmas cuyo largo no deberá ser superior a una vez y media el ancho del gavión.

Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Diafragmas
1.5	1.0	0.5 o 1.0	-
2.0	1.0	0.5 o 1.0	1
3.0	1.0	0.5 o 1.0	2
4.0	1.0	0.5 o 1.0	3

Tabla 2. Dimensiones estándar de los gaviones con diafragmas:

Alambre.

Todo el alambre usado en la fabricación de los gaviones y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante la ejecución de una obra, debe ser de acero dulce recocido, y de acuerdo con las especificaciones BS (British Standard), debe soportar una carga de ruptura media de 38 a 50 kg/mm². Además, debe cumplir con las siguientes características:

a) Estiramiento.

Deben realizarse ensayos al alambre, sobre una muestra de 30 cm de largo, antes de la fabricación de la red. El estiramiento no deberá ser inferior al 12%.

b) Galvanización del alambre.

El alambre del gavión, de amarre y atirantamiento debe ser galvanizado de acuerdo con las especificaciones BS (British Standard), las cuales indican que el peso mínimo del revestimiento de zinc debe ser como se indica en la Tabla 3:

La adherencia del revestimiento de zinc al alambre deberá ser tal que, después de haber envuelto el alambre 6 veces alrededor de un mandril que tenga diámetro igual a 4 veces el del alambre, el revestimiento de zinc no tendrá que escamarse o rajarse de manera que pueda ser quitado rascando con las uñas.

Diámetro nominal del alambre (mm)	Peso mínimo del revestimiento (gr/m ²)
2.2	240
2.4	260
2.7	260
3.0	275
3.4	275

Tabla 3. Revestimiento de zinc.

c) Alambre de amarre y atirantamiento.

En una obra se tendrá que proveer junto con los gaviones, de una cantidad suficiente de alambre de amarre y atirantamiento para su ejecución. La cantidad estimada de alambre es de 8% para los gaviones de 1.0 m de altura, y de 6% para los de 0.5 m con relación al peso de los gaviones suministrados. El diámetro del alambre de amarre debe ser de 2.2 mm.

Red.

La red debe ser de malla hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos por medio de tres giros. Las dimensiones de la malla deberán estar de acuerdo con las especificaciones de fabricación y serán del tipo 8x10. Además, el diámetro del alambre usado en la fabricación de la malla debe ser de 2.7 mm y de 3.4 mm para los bordes laterales.

Refuerzo de los bordes.

Todos los bordes libres del gavión, incluso el lado superior de los diafragmas, deben ser reforzados mecánicamente de manera tal que no se deshile la red y para que adquiera mayor resistencia. El alambre utilizado en los bordes reforzados mecánicamente debe tener un diámetro mayor que el usado en la fabricación de la malla, o sea 3.4 mm.

Tolerancias.

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre galvanizado de $\pm 2.5\%$, y una tolerancia en el largo del gavión de $\pm 3\%$ y en el ancho y alto de $\pm 5\%$. Los pesos están sujetos a una tolerancia de $\pm 5\%$ (que corresponde a una tolerancia menor que la de 2.5% admitida por el diámetro del alambre).

Proceso constructivo.

a) Embalaje. Para facilitar su manejo, carga y transporte, los gaviones y colchones Reno son suministrados doblados y agrupados en fardos. Con la ayuda de fajas de color pintadas en los laterales de cada fardo se facilita la identificación de las dimensiones de los gaviones y colchones.



Fig. 23. Gaviones en bodega.

b) Armado. Primero se desempaca y despliega cada unidad quitándole el plegado de ensamblaje. En el caso de los gaviones caja y colchones, se levantan los lados, las extremidades y los diafragmas a la posición vertical, doblándolos por sus aristas. Se utiliza alambre de refuerzo para unir las aristas que forman la caja, así como para fijar los diafragmas o separadores interiores. Posteriormente, se procede a coser las aristas, para esto se emplea alambre galvanizado, la forma de coser es haciendo un hilván sencillo, y a cada 10 ó 15 cm hacer uno doble con una vuelta ahorcando el alambre.

c) Colocación. Una vez que se tiene el gavión armado y vacío, se nivela la base donde los gaviones y colchones serán colocados hasta obtener un terreno regular con la pendiente prevista, posteriormente se coloca el gavión, es recomendable hacer tendidos de los gaviones que se calculen llenar en la jornada. Se amarra cuidadosamente cada gavión a los adyacentes, a lo largo de las aristas en contacto, tanto horizontales como verticales, antes del relleno. El amarse se efectúa utilizando el alambre provisto con los gaviones y es realizado de forma continua atravesando todas las mallas alternadamente con una y dos vueltas, esto garantiza la ejecución de una obra monolítica. Para obtener una mejor terminación, los gaviones pueden ser tensados antes de ser rellenos.

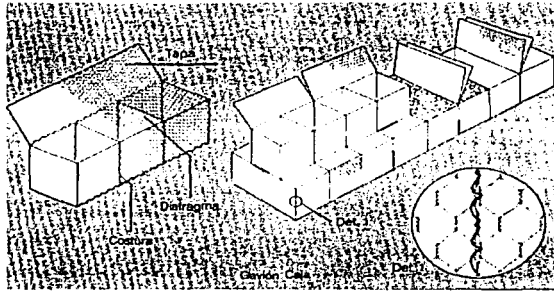


Fig. 24. Colocación y amarre de gaviones.

d) Relleno. El relleno puede ser efectuado manualmente o con medios mecánicos. Se debe emplear piedra limpia, sana, compacta y de buen peso específico. El tamaño debe ser en lo posible regular y tal que las medidas sean comprendidas entre la media mayor de la malla y el doble, es recomendable que el tamaño sea de 10 a 20 cm (4" a 8") de diámetro y con un peso específico de 2300 a 2500 kg/m³. Puede ser aceptado como máximo, el 5% del volumen de la celda del gavión de piedras de tamaño mayor al indicado.

La piedra debe ir acomodada de tal forma que se evite al máximo la cantidad de vacíos, para dar el mayor peso específico a la obra en cuestión y además permitir la máxima deformación de la estructura. Se recomienda respetar la capacidad del gavión, ya que una de las fallas habituales consiste en sobrellenar los gaviones, motivando la malformación de los mismos y desperdiciando material de relleno.



Fig. 25 Relleno mecánico y manual de gaviones.

e) **Atirantamiento.** Durante el relleno deben ser colocados tirantes de alambre de la siguiente manera:

Se rellena cada celda del gavión de 1.0 m de alto hasta un tercio de su capacidad, después se colocan normalmente dos tirantes del mismo alambre que se utiliza en el cosido, uniendo paredes opuestas, con las extremidades atadas alrededor de dos nudos de la malla. Se repite esta operación cuando el gavión esté lleno hasta los dos tercios. Para gaviones de 0.5 m de alto basta con colocar tirantes en el nivel medio de las cajas.

f) **Cierre.** Para cerrar las tapas del gavión se auxilia con una barra para hacer palanca y que la tapa llegue a la cara del gavión, se hacen puntos de amarre a cada 30 cm aproximadamente y, en seguida, se cose a los bordes superiores de la base y de los diafragmas. Los gaviones vacíos colocados arriba de una camada ya terminada deben ser cosidos a lo largo de las aristas que estarán en contacto con la camada inferior de gaviones ya llenos para lograr un contacto continuo entre los mismos.

Requerimientos de personal.

Una cuadrilla para la instalación del gavión, se compone habitualmente de 12 peones, distribuida en la siguiente forma:

- a) 2 peones en desempaque y armado.
- b) 2 peones colocando el gavión en sitio y cosiéndolos.
- c) 6 peones llenando los gaviones y colocando tensores.
- d) 2 peones cerrando las tapas.

Con esta cuadrilla, terreno afinado y materiales a pie de obra, se puede obtener un rendimiento de 36m^3 por jornada.

Además, se requiere de la siguiente herramienta:

- 1 zapapico
- 1 pala cuadrada
- 6 pinzas de corte no.9 (electricista)
- 2 ganchos de fierro
- 1 barra de línea de 60 cm.

IV. Sistema Terramesh

Con el objeto de disminuir costos e implementar nuevas tecnologías y métodos constructivos que permitan la obtención de obras económicas y seguras, nació el Sistema Terramesh, el cual emplea gaviones caja con una extensión de malla como se muestra en la Fig. 26; este sistema está basado en el concepto de tierra armada o suelo reforzado. Esta idea puede encontrarse en la propia naturaleza, observándose cómo la tierra gana resistencia por la presencia de fibras de un sistema de raíces que actúan como tensores.

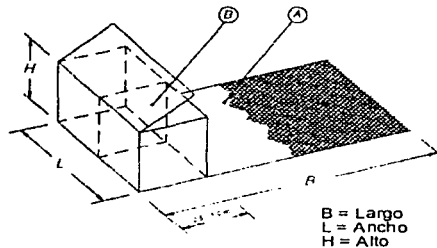


Fig.26. Gavión empleado en el Sistema Terramesh.

En general, los suelos son muy resistentes a la compresión pero muy débiles a la tensión. Esta situación puede ser mejorada introduciendo un segundo material que absorba los esfuerzos de tensión, alcanzando la unión entre ambos, por medio de la movilización de las características de fricción del suelo.

Se han desarrollado varios tipos de refuerzo de suelo para aplicaciones geotécnicas. Entre ellos:

- Los pilotes remodelados en el lugar. Son pilotes cilíndricos en los cuales cemento, cal u otro aditivo se mezclan directamente con el suelo del sitio. Los pilotes así formados se pueden usar individualmente o en grupos como apoyo de cimentaciones. También se pueden agrupar para formar pilas o colocar uno junto a otro para construir muros.
- Las columnas de piedra. Son columnas compactadas de grava o roca triturada que se colocan generalmente sobre suelos blandos. Proporcionan apoyo vertical a las superestructuras o terraplenes y funcionan como drenes del suelo blando. Su diámetro está comprendido entre 0.6 y 1.0 m.

- Los micropilotes. Son pilotes de diámetro pequeño (100 a 150 mm) de concreto colado en el lugar, tiene generalmente una varilla de refuerzo colocada al centro. Se instalan en grupos y se construyen tanto en posición vertical con inclinada. Se usan como apoyo de estructuras y para estabilizar el suelo alrededor contra movimientos y pérdida de equilibrio.
- Las banderillas. Están formadas por una serie de varillas de refuerzo que se inyectan dentro del suelo que se va a estabilizar.
- La tierra armada. Es un sistema constructivo que consta de capas alternadas de relleno compactado y de tiras de refuerzo a la tensión.

IV.1. Suelo o tierra armada.

La tierra armada es única dentro de las técnicas antes mencionadas en lo que se refiere a:

1. Los refuerzos se hacen trabajar únicamente a tensión. Los refuerzos solamente funcionan efectivamente a la tensión.
2. La tierra armada es un material de construcción compuesto en el cual el suelo y las tiras de refuerzo se van colocando en capas sucesivas. En todos los demás métodos, el terreno que se va a reforzar o a estabilizar se trata en el lugar.

La primera estructura de tierra armada se construyó en 1964, para ese entonces, su inventor Henry Vidal ya había realizado una amplia investigación tanto teórica como experimental con modelos. En 1967, se llevaron a cabo las primeras investigaciones con el fin de verificar los métodos utilizados para el diseño de muros de tierra armada, llegando a la conclusión de que la sección transversal del refuerzo debe disponerse en el plano de máximos esfuerzos de compresión, de manera tal que se obtenga el máximo nivel de fricción. Esto lleva al uso de refuerzos horizontales, en un sistema biaxial de mallas (alambres).

La fricción generada entre el suelo y los elementos de refuerzo es el fenómeno fundamental de la tierra armada; las fuerzas de tensión que se desarrollan en el interior de la masa de suelo se transmiten a los refuerzos a través de la fricción producida en las interfases. Los refuerzos trabajan debido a las fuerzas de tensión, y el suelo en conjunto se comporta como si tuviera a lo largo de la dirección de los refuerzos una cohesión proporcional a la resistencia a la tensión de dichos refuerzos.

Esta fricción es un fenómeno complejo sobre todo en el caso de estructuras reales donde los refuerzos están formados por elementos lineales.

La tierra armada puede resultar un material de construcción económico, adecuado para emplearse en muchas aplicaciones tales como puentes, terraplenes, muros de contención, fosos de almacenamiento de carbón y minerales, y desarrollos habitacionales en laderas. La experiencia demuestra que este método es aplicable en casi todos los casos en donde requiere una diferencia de elevación de 20 a 30 m y en aquellos en los cuales se disponga de suelo adecuado para su construcción.

IV.1.1. Características del suelo o tierra armada.

El principio de operación de la tierra armada es lograr que una masa granular que no puede soportar fuerzas de tensión forme un medio coherente debido a la flexibilidad de los refuerzos que sí pueden trabajar a tensión.

Se han realizado pruebas tanto en modelos a escala reducida como en modelos a tamaño real, los primeros tienen dos ventajas con respecto a los segundos:

- a) permiten estudiar el comportamiento de la estructura en la falla y,
- b) son más rápidos y baratos. Pero con los modelos a escala no es posible conocer las leyes de similitud de los suelos.

Con la ayuda de los modelos a escala es posible establecer dos tipos de falla:

- Falla por rotura de los refuerzos.
- Falla por falta de adherencia debida a la longitud insuficiente de los refuerzos.

La tierra armada es un material compuesto formado por la combinación sucesiva de refuerzos lineales y un suelo granular prácticamente sin cohesión, como se muestra en la figura 27. Un sistema de tierra armada está constituido por tres elementos: tableros exteriores (en el caso del Sistema Terramesh son los gaviones caja), tiras de refuerzo y suelo de relleno. En un muro típico de tierra armada las tiras de refuerzo tiene una longitud entre 0.7 y 0.8 veces la altura del muro. El espaciamiento usual entre las tiras en muros típicos es del orden de 1.0 m horizontalmente y 0.75 m en dirección vertical.

El punto clave para la estabilidad de una estructura de tierra armada está en la fricción generada entre el suelo y los refuerzos. Una estructura de este tipo bien diseñada y construida, se soporta por sí misma como un cuerpo coherente debido a esta fricción, la cual evita que el suelo se desparrame lateralmente en la dirección de los refuerzos. Los principales factores que afectan los valores de esta fricción en suelos granulares son:

- La compactación del terraplén.
- La rugosidad de los refuerzos.
- La presión normal del suelo transmitida a los refuerzos

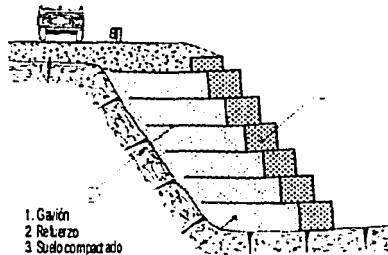


Fig. 27. Estructura típica de Sistema Terramesh.

La tierra armada representa una combinación de materiales en la cual cada uno de ellos emplea su resistencia intrínseca para compensar las carencias del otro. Un suelo granular compactado tiene una resistencia excelente a la compresión y al cortante; sin embargo, no puede soportar tensión ni permanecer estable sin confinamiento. Los refuerzos no trabajan a compresión ni a cortante debido a su flexibilidad, aunque son muy resistentes a tensión. A raíz de la fricción entre el suelo y los refuerzos, se genera un confinamiento efectivo o aparente dentro del suelo debido a la rigidez tensional de los refuerzos que induce el confinamiento del suelo (Fig. 28). Además, los tableros exteriores necesitan soportar las concentraciones locales de esfuerzos en el suelo en zonas a cierta distancia de los refuerzos y las debidas a la asimetría de la estructura; y los tableros exteriores y las conexiones a los refuerzos deben resistir los esfuerzos inducidos por el equipo de construcción y por la compactación del suelo cerca del paramento. Los tableros exteriores también cumplen con una importante función arquitectónica en muchas de las veces.

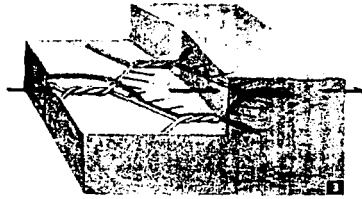


Fig. 28. Fenómeno de fricción entre suelo y malla.

Otro aspecto importante de las estructuras de tierra armada está en su flexibilidad. Pueden soportar deformaciones apreciables sin perder su carácter coherente propio. La naturaleza flexible de la tierra armada la hace un tipo de construcción adecuado para casos en que se espera cierto asentamiento de la cimentación. Se han empleado con éxito terraplenes de tierra armada sobre suelos blandos que se han mejorado por medio de columnas de piedra.

Se han presentado discusiones acerca del posible uso de suelos cohesivos como material de relleno para tierra armada. Esto generalmente se considera indeseable para estructuras permanentes debido a que la resistencia a la fricción de suelos cohesivos es baja. Los rellenos de suelo cohesivo puede esperarse que tengan un drenaje deficiente y que sean susceptibles a perder su resistencia al humedecerse. También son propensos a presentar deformaciones apreciables por flujo plástico al estar sujetos a esfuerzos permanentes. Por tanto, es de esperarse que en una estructura de tierra armada con relleno cohesivo se presenten deformaciones continuas, además de que los suelos de grano fino son más difíciles de compactar.

IV.1.2. Aplicaciones de la tierra armada.

La tierra armada encuentra abundantes aplicaciones en las zonas de topografía difícil donde se emplea para resolver problemas de estructuras de contención. En el caso de estructuras localizadas en pendientes fuertes, el problema de la longitud de las armaduras, se ha resuelto con una base de concreto a partir de la cual se desarrolla la estructura de tierra armada. Las autopistas en zonas montañosas con pendientes importantes, se han diseñado empleando un desdoblamiento de las calzadas a fin de quedar lo más cerca posible de la ladera (Fig. 29).

Una estructura de tierra armada que se encuentra en contacto con el agua, o incluso totalmente inundada, no presenta problemas especiales en cuanto a su cálculo. Al dimensionar, simplemente debe tenerse en cuenta la pérdida de densidad del relleno y asegurarse que el paramento tenga una permeabilidad suficiente mediante un tratamiento especial. Se evita así tener que diseñar al macizo contra empujes hidrostáticos que pudieran desarrollarse en el interior de su masa.

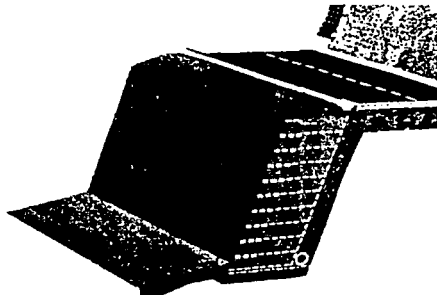


Fig. 29. Estructura de tierra armada.

Las obras de tipo urbano son otro gran campo de aplicación de la tierra armada. Ejemplos de aplicación se tienen en conjuntos habitacionales y en algunas rampas de acceso a autopistas urbanas que requieren macizos de contención. En este tipo de obras se ha elegido este tipo de tecnología por dos razones fundamentales: la rapidez de ejecución de las obras y el aspecto estético de los paramentos.

En el caso de estribos de puente, la tierra armada representa un doble papel: soportar directamente la carga vertical del puente y contener el terraplén. La enorme ventaja que presentan es que se apoyan directamente sobre el mismo terreno de cimentación que el terraplén de acceso. La tierra armada se ha usado también en la construcción de obras viales asociadas a líneas de ferrocarril.

Una reciente aplicación de tierra armada va dirigida a la construcción de casas enterradas, la cual consiste en integrar a la casa misma las estructuras de contención que son necesarias para rectificar la pendiente.

Después de mucha experimentación, se han definido ciertos criterios para la selección de los rellenos, que se apoyan en la granulometría y en el ángulo de fricción interna

del material que se va a emplear como relleno. Se hace una primera selección de los terrenos con base en un análisis granulométrico. Si el terreno tiene menos de 15% pasando por la malla # 200, se considera que el relleno es adecuado. Si el material disponible no satisface este criterio, conviene afinar el conocimiento del relleno y proceder a un análisis granulométrico de las partículas que pasan la malla # 200 y medir también el ángulo de fricción interna, que debe ser superior a 25 grados en prueba de corte directo en condiciones saturadas. Opcionalmente se puede verificar que el material tenga un ángulo de fricción mayor de 35 grados con la humedad óptima Próctor.

IV.1.3. Principio de la tierra armada.

La técnica del suelo reforzado se basa en un principio que se demuestra con este simple modelo:

Consideremos un elemento rectangular del suelo como una parte de una infinita masa de suelo. Sobre dicho elemento se aplica una fuerza vertical σ_v . El elemento se deforma y sobre él, se generan las consecuentes fuerzas horizontales σ_h , debido a la compresión lateral sufrida por el suelo adyacente (Fig. 30). En la dirección horizontal, el elemento sufre una deformación ϵ_h .

Cuando un refuerzo se coloca embebido en el suelo, la aplicación de la fuerza vertical, provoca una deformación del suelo y una extensión del refuerzo. La resistencia a tensión del refuerzo posibilita la generación de una nueva fuerza horizontal σ_h^0 . Esta nueva fuerza contribuye a resistir las fuerzas horizontales y a reducir las deformaciones horizontales (Fig. 31). Dicho de otra manera, un suelo reforzado soportará mayores fuerzas verticales que un suelo sin refuerzo para las mismas deformaciones.

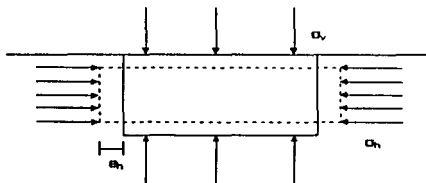


Fig. 30. Esfuerzos actuantes en un elemento de suelo de una estructura de tierra armada.

La resistencia a corte de un suelo no cohesivo se expresa como:

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

donde:

τ resistencia a cortante del suelo

ϕ ángulo de fricción interno del suelo

Si se coloca un refuerzo, en un elemento del suelo, formando un ángulo α con la dirección del cortante, el estado de esfuerzos se modifica, debido a la presencia de la fuerza T.

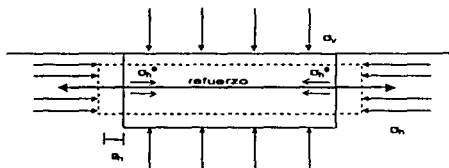


Fig. 31. Nuevos esfuerzos del elemento reforzado.

Se produce un nuevo esfuerzo a cortante $T \text{ sen } \alpha$, y la componente normal $T \text{ cos } \alpha$ genera otro nuevo esfuerzo τ' debido al rozamiento del propio suelo:

$$\tau' = \sigma \tan \phi + (T/A) \cos \alpha \tan \phi + (T/A) \text{ sen } \alpha.$$

donde:

A: es el área del elemento de suelo

τ : es la nueva máxima resistencia a cortante del suelo reforzado

Se deduce que la tensión vertical puede aumentar en un suelo reforzado por el valor de $(T/A) \cdot \text{cos } \alpha$, sin que las deformaciones aumenten.

Por lo tanto, desde un punto de vista práctico, la colocación de un refuerzo permite construir terraplenes con una menor cantidad de material de relleno, con pendientes más verticales y con un mayor coeficiente de seguridad.

Como resumen se puede afirmar que las fuerzas desestabilizadoras del muro se transmiten por cortante al refuerzo y éste entra en tensión. La resistencia a tensión del refuerzo absorbe el esfuerzo de tensión horizontal generado durante la vida útil de la estructura.

IV.2. Sistema Terramesh.

La primera estructura documentada que presenta una combinación de gaviones y el concepto de suelo reforzado se construyó en Sabah, Malasia en 1979, donde una cara vertical de gaviones fue anclada al material del terraplén por medio de cintas de acero. La estructura, con altura de 14 m, soporta un tramo de carretera.

En los estudios que se siguieron sobre obras ejecutadas, la alta rigidez de los tensores de acero fue considerada incoherente con la naturaleza flexible de las estructuras en gaviones. Así, con el objetivo de intervenir, buscando garantizar un refuerzo continuo en el plano horizontal, se consideró oportuno el uso de mallas de doble torsión fabricadas en hilos de acero para sustituir de las cintas de acero.

De esta manera se obtienen armaduras longitudinales, continuas y se alcanza la movilización de la fricción contra la sección del hilo metálico, además de todas las propiedades mecánicas de trabamiento entre las partículas del material del terraplén. Esto es debido a la gran dimensión de la abertura del hexágono de la malla comparada con el diámetro del hilo, dicho trabamiento se traduce en un aumento general de la resistencia del refuerzo, lo que no ocurre con materiales que solo proporcionan resistencia debido a la fricción (como las cintas de acero). De esta manera tenemos una estructura que es totalmente flexible.

IV.2.1. Ventajas de las estructuras de Sistema Terramesh.

Este tipo de estructura presenta una serie de ventajas técnicas y prácticas que, en general la transforman en una solución extremadamente eficiente para obras de contención y estabilización de taludes. Estas ventajas, inherentes a los gaviones de manera general, pueden resumirse como sigue:

1. Flexibilidad, eso permite a la estructura soportar recalques y deformaciones sin llegar al colapso.
2. Permeabilidad, eliminando de esa manera el efecto actuante del empuje hidrostático.
3. Funcionamiento monolítico, que asegura el trabajo solidario de la estructura frente a los empujes generados por el suelo y cargas a contener.

4. Resistencia a los esfuerzos de compresión y tensión, garantizadas respectivamente por la masa de piedras utilizadas para relleno de los elementos y por la acción de la malla de alambre que componen dichos elementos.
5. Durabilidad, asegurada por el zinc de los alambres y por la capa de PVC que garantizan la vida útil de los alambres en presencia de ambientes químicamente agresivos.
6. Adaptación al paisaje, favorecido por la deposición de sedimentos entre los vacíos de las piedras y el consecuente crecimiento de la vegetación local, factor que disminuye el impacto ambiental y aumenta significativamente la vida útil de la estructura.
7. Facilidad de ejecución, sin la necesidad de mano de obra calificada para el montaje de los elementos, siendo necesario solamente equipo simple para la construcción del relleno compactado.
8. Rapidez de colocación y la posibilidad de funcionamiento inmediato, además de la posibilidad de que el trabajo pueda ser cumplido de manera parcial (por etapas). Esto permite ejecutar la estructura en fases y lograr ampliaciones sucesivas y/o modificaciones en la geometría de la estructura original.

Resumiendo, es posible decir que una estructura Terramesh esta compuesta por un paramento frontal que puede ser de piedras o de material sintético, anclado por paneles de malla hexagonal de doble torsión extendida dentro del terraplén. La malla es la misma que se usa en la fabricación de los gaviones.

Otras ventajas de una estructura Terramesh, que se puede destacar son las siguientes:

- La versatilidad, que permite la construcción de estructuras con paramento externo vertical, inclinado o en escalones según la necesidad(Fig. 32).
- En la búsqueda del mínimo impacto ambiental esta tecnología permite insertar, durante su construcción, semillas de especies de la vegetación nativa o la aplicación de hidrosembradura en el paramento frontal de la estructura construida.
- Seguridad estructural en caso de incendios en las proximidades de la estructura.

- Fonoabsorbencia del paramento externo.

Es importante aclarar que una serie de pruebas han sido realizadas con el objetivo de obtener datos empíricos sobre la capacidad de anclaje relacionado con los diferentes tipos de suelo, capas de terraplén y largos de anclaje.

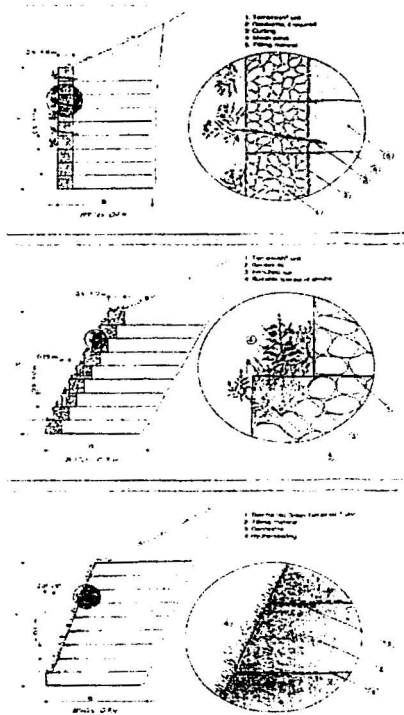


Fig. 32. Tipos de paramento de una estructura Terramesh.

Tales pruebas mostraron que la capacidad de anclaje desarrollada por la malla hexagonal es debida a la acción combinada de la fricción, corte y trabamiento mecánico de las partículas de suelo.

La fricción se manifiesta en la superficie de los alambres y está relacionada con el ángulo de fricción interno del material del terraplén.

El corte surge debido al formato tridimensional de la malla que confina en su interior una porción del terreno (Fig. 28). Este fenómeno puede observarse en caso de movimientos relativos (tierra/malla), donde la malla cuando resbala tiende a mover la tierra y moviliza de esta manera su resistencia al corte total.

El trabamiento mecánico tiene un papel importante cuando un gran porcentaje del material que compone el terraplén es granular. Una vez realizadas las pruebas de tensión con varios tipos de suelos granulares, un aumento notable en la capacidad de anclaje y resistencia fueron observadas.

Es importante aclarar que la resistencia a la tensión en la dirección de las torsiones es mayor que en la dirección opuesta, de esta manera los paneles de malla deben ser colocados siempre de manera que la dirección de las tensiones forme ángulos rectos con la cara de la estructura.

La malla hexagonal a doble torsión es muy conocida por su flexibilidad natural, pero cuando es confinada en un terraplén compactado, su comportamiento es diferente. Aunque mantenga sus características de flexibilidad en la dirección normal, en la longitudinal el suelo detiene el alargamiento de la malla. La flexibilidad permite la colocación de la malla en superficies irregulares y también en casos de recalques diferenciados del terraplén.

Una vez que el suelo contiene lateralmente la malla no son necesarios alargamientos de la misma para que esta desarrolle toda su resistencia de trabajo.

Para garantizar todos los resultados de las pruebas y, especialmente cumplir los requisitos actuales en cuanto a normas internacionales, los paneles de malla hexagonal usados como anclaje y el material de refuerzo, además, de la protección suministrada por el zinc aplicado en la superficie de los alambres, deberán presentar un revestimiento adicional con material plástico que garantice la protección del alambre contra cualquier agente químico presente en el suelo.

V. Dimensionamiento de una estructura Terramesh.

Para el cálculo de una estructura Terramesh, se pueden emplear distintos métodos conocidos, obteniendo factores de seguridad con diferentes grados de aproximación.

Pruebas realizadas en los refuerzos, demuestran que la tensión en éstos presenta un punto máximo, y que el lugar geométrico de las tensiones máximas entre refuerzo y suelo en el plano de la sección, resulta aproximadamente una espiral logarítmica, como se observa en la Fig. 33.

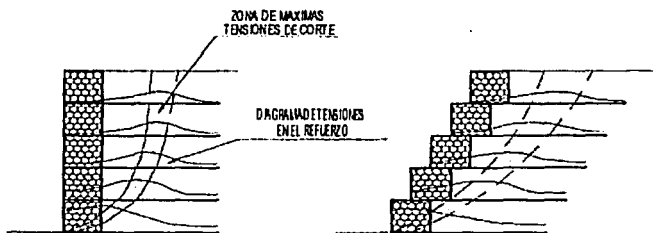


Fig. 33. Comportamiento de los esfuerzos de tensión en una estructura Terramesh.

El principio de estas curvas es muy próximo al paramento externo, esto se debe principalmente a dos aspectos que caracterizan a los elementos Terramesh:

- Continuidad estructural entre el refuerzo y el paramento en gaviones, materializado por el panel de refuerzo que atraviesa el terreno, el paramento de piedras, y envuelve externamente a la fachada (parte frontal) de la estructura con un único paño de malla.
- La relativa homogeneidad entre los materiales que constituyen el macizo Terramesh y el paramento externo. El suelo compactado y las piedras empleadas para el relleno del gavión presentan características similares (peso propio, fricción interna, etc.), por lo tanto se caracterizan por estados de deformación comparables entre sí. Como consecuencia, la propagación de las tensiones en los refuerzos continúa existiendo incluso, cuando se pasa del terreno a las piedras que componen el paramento.

Los métodos de cálculo más conocidos y empleados pueden ser clasificados de la siguiente manera:

Métodos de acuerdo con las teorías de obras de contención a gravedad (Coulomb, Rankine).

Métodos de Equilibrio Límite (Bishop, Janbu, Sarma, etc.).

Métodos Mixtos Equilibrio Límite-Plástico

Métodos de los elementos finitos.

En el campo de las obras de contención, la experiencia sobre obras realizadas y pruebas efectuadas en ellas, demuestran que los resultados obtenidos empleando métodos del Tipo A, adaptando sus teorías a proyectos de suelo reforzado, conducen a resultados a favor de la seguridad muy conservadores.

Existen por lo tanto, algunos límites de validez en tales teorías, debido a la esquematización de los cálculos relativamente simples (terreno en una única camada, sin la presencia del nivel freático, terreno a contener con una superficie constante, etc), la estructura debe ser lo más vertical posible ($\alpha < 5^\circ - 10^\circ$), de modo que se pueda movilizar el empuje activo sobre el macizo estructural.

Además, es necesario verificar, sobre todo en los casos de perfiles de terreno donde la estructura esté posicionada a media ladera, la estabilidad global del conjunto talud/estructura sobre la posibilidad de deslizamientos más extensos y profundos, no estando este tipo de verificación incluida en estos métodos.

Los métodos del Tipo B, conocidos en la literatura técnica como métodos de las dovelas, pueden conducir a factores de seguridad ligeramente conservadores si se les compara con las reales características de los suelos. No obstante, su ventaja con respecto a los del Tipo A, es que simulan los posibles mecanismos de deslizamiento (superficie circular, espiral logarítmica, etc.) de forma más realista y permiten la consideración de situaciones de carga y geometría de terreno más complejas.

El límite de validez de estas teorías, se encuentra en el hecho de que las superficies son examinadas en la situación de eminente colapso, que por hipótesis se asume que ocurra teóricamente en el campo elástico; tal hipótesis en realidad no considera el fenómeno de plastificación del suelo y la congruencia de las deformaciones entre el terreno y el refuerzo que continúa verificándose en el campo plástico hasta la rotura del refuerzo.

Con relación a los métodos propuestos del Tipo C existen todavía una serie de limitaciones en sus hipótesis fundamentales (definición de la superficie de deslizamiento, características del suelo, etc.). Tales métodos presuponen que exista una zona crítica en el interior de la posible superficie de falla que se plastifica y por lo tanto, solicita los refuerzos en virtud de su capacidad de anclaje. En tal zona crítica viene impuesta la congruencia de las deformaciones entre suelo y refuerzo. Los algoritmos de cálculo son en general, relativamente simples porque se basan en principios ya conocidos de equilibrio límite. Queda todavía por revisar la validez de las hipótesis de base sobre la compatibilidad tensiones-deformaciones en el caso de suelo de diversas características geométricas.

Los métodos del Tipo D representan desde un punto de vista analítico la solución más completa y probablemente simulan el comportamiento de la estructura de manera más realista si se les compara con los métodos anteriormente mencionados. La única limitante está en el hecho de que es necesario para la obtención de resultados aceptables y esperados, describir el problema a ser analizado de la forma más completa posible (datos sobre el suelo, su homogeneidad, eventuales anisotropías, etc.).

La falta frecuente de datos precisos y completos, durante la fase de proyecto y la relativa complejidad de los algoritmos de cálculo desarrollados por el método (generación de reticulado, límites, etc.) hacen que por ahora, sean aún poco difundidos y generalmente empleados en análisis numéricos específicos, como pruebas sobre modelos.

El método de cálculo propuesto en este trabajo para el dimensionamiento de una estructura Terramesh, con relación a la clasificación anterior, hará referencia a los de Tipo A y B.

Sobre el método de Tipo A, es necesario precisar que debe ser considerado como indicativo para un dimensionamiento preliminar de una estructura, tomando en cuenta sus límites de aplicación. Para el método del Tipo B, que se tratará en secuencia, se hará referencia particular al algoritmo desarrollado a través de un programa de cálculo específico propiedad de la empresa Maccaferri llamado MACSTARS, al cual se hará mención más adelante.

V.1. Dimensionamiento preliminar de una estructura Terramesh como obra de contención.

Considerando lo expuesto anteriormente y los límites de validez del método propuesto, el cálculo prevé dos tipos de análisis: análisis de la estabilidad externa y análisis de la estabilidad interna.

V.1.1. Análisis de la estabilidad externa.

La estabilidad externa es verificada a través del análisis de los esfuerzos externos (empuje del suelo, sobrecargas, etc.) que actúan sobre el macizo reforzado.

Los cálculos prevén tres tipos de verificación:

- Deslizamiento en el plano de la cimentación.
- Volcamiento del bloque reforzado.
- Presiones sobre el suelo de cimentación.

Se considera el empuje del suelo igual al empuje activo y se calcula de la manera usual:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H_v^2 K_a$$

donde:

γ_s = peso específico del suelo natural

H_v = altura virtual del muro (Fig. 34)

K_a = coeficiente del empuje activo que vale:

$$\frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \varepsilon) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \varepsilon) \sin(\gamma - \varepsilon)}{\sin(\beta - \varepsilon) \sin(\beta + \varepsilon)} \right]^2} \quad 54)$$

donde:

φ = ángulo de fricción interna del suelo natural.

ε = ángulo de inclinación de la superficie del terreno a contener (Fig. 34)

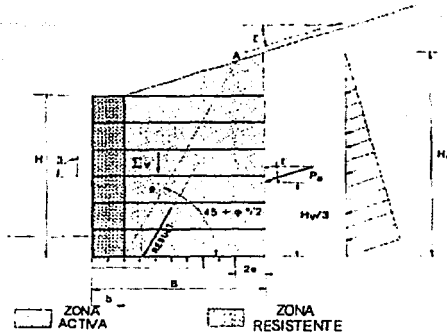


Fig. 34. Diagrama de fuerzas actuantes en un macizo Terramesh.

El empuje activo presentará una inclinación igual al ángulo ε con respecto a la horizontal. La única acción actuante será aquella provocada por la componente horizontal del empuje activo que vale:

$$\sum H = E_a \cos \varepsilon$$

Las acciones resistentes serán las siguientes:

$$\sum V = P_i + P_{sc} + P_0 + E_a \sin \varepsilon$$

donde:

- P_i = peso del bloque reforzado;
- P_{sc} = peso debido a la sobrecarga;
- P_0 = peso del terreno inclinado (si existe);
- $E_a \sin \varepsilon$ = componente vertical del empuje activo.

Momento activo:

$$M_a = E_a \cos \varepsilon \frac{H_V}{3} \left(\frac{H_V + 3H_S}{H_V + 2H_S} \right) \quad 55)$$

Momento resistente:

$$M_r = P_i b_{P_i} + P_{sc} b_{P_{sc}} + P_0 b_{P_0} + E_a \sin \varepsilon \left(B + \left(\frac{H_V}{3} \frac{H_V + 3H_S}{H_V + 2H_S} \right) \tan \alpha \right) \quad 56)$$

donde:

b_{Pt} , b_{psc} , b_{po} son los brazos de palanca de los respectivos pesos.

La excentricidad de la resultante será definida por

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_r - M_u}{\sum V} \right) \quad (57)$$

Las presiones en la base son calculadas a través de la fórmula de Meyerhof (Fig. 34), basada en la hipótesis de distribución uniforme de las tensiones verticales sobre la base efectiva $B - 2e$.

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{(B - 2|e|)} \quad (58)$$

En la fase de dimensionamiento inicial del bloque Terramesh se aconseja normalmente la adopción, como valor de la primera tentativa $B = 0.6$ a $0.8 H$, con tal configuración se calculan las acciones antes descritas, determinando los siguientes factores de seguridad.

Factores de seguridad.

Seguridad contra el deslizamiento:

$$\eta_d = \frac{\sum V \tan \phi}{\sum H} > 1.3$$

Seguridad contra el volcamiento.

$$\eta_t = \frac{M_r}{M_u} > 1.5$$

Presiones sobre el suelo de cimentación.

$$\eta_p = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{max}} > 1.5 \text{ a } 2.0$$

donde:

σ_{adm} = presión admisible sobre el suelo de cimentación.

V.1.2. Análisis de la estabilidad interna.

El análisis de estabilidad interna se realiza con el fin de establecer el largo mínimo y el espaciamiento vertical entre refuerzos (paneles de malla).

El cálculo prevé dos tipos de verificaciones que deben ser realizadas para cada panel de refuerzo:

- a) Resistencia contra la rotura de la malla.
- b) Largo de anclaje de la malla.

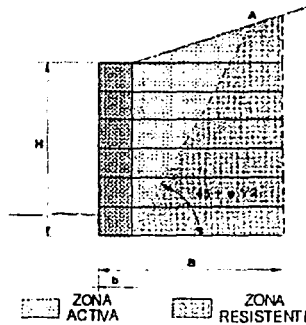


Fig. 35. Esquematación de la línea de máximas tensiones en una estructura Terramesh:

Con relación a la determinación del largo mínimo para los paneles de refuerzo se asume la hipótesis a favor de la seguridad, de que la línea de separación entre zona activa y resistente sea una recta (como se indica en las Figs. 35 y 36). Se asume de una manera conservadora, que esta línea se inicia en el extremo inferior interno del paramento. Tal hipótesis es considerada a favor de la seguridad para un pre-dimensionamiento, no obstante, se sabe que la malla atraviesa el terreno y el paramento, y por lo tanto la transmisión de los esfuerzos ocurre aproximadamente sobre toda la longitud de la cara frontal.

V.1.2. Análisis de la estabilidad interna.

El análisis de estabilidad interna se realiza con el fin de establecer el largo mínimo y el espaciamiento vertical entre refuerzos (paneles de malla).

El cálculo prevé dos tipos de verificaciones que deben ser realizadas para cada panel de refuerzo:

- Resistencia contra la rotura de la malla.
- Largo de anclaje de la malla.

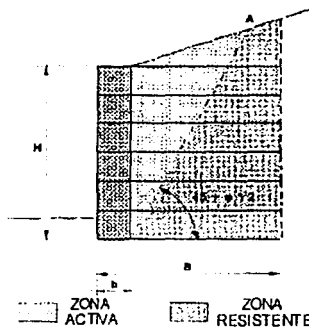


Fig. 35. Esquematación de la línea de máximas tensiones en una estructura Terramesh:

Con relación a la determinación del largo mínimo para los paneles de refuerzo se asume la hipótesis a favor de la seguridad, de que la línea de separación entre zona activa y resistente sea una recta (como se indica en las Figs. 35 y 36). Se asume de una manera conservadora, que esta línea se inicia en el extremo inferior interno del paramento. Tal hipótesis es considerada a favor de la seguridad para un pre-dimensionamiento, no obstante, se sabe que la malla atraviesa el terreno y el paramento, y por lo tanto la transmisión de los esfuerzos ocurre aproximadamente sobre toda la longitud de la cara frontal.

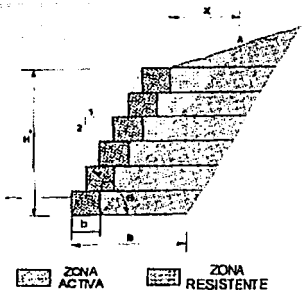


Fig. 36. Esquematización de la línea de máximas tensiones en una estructura Terramesh con paramento escalonado (inclinado).

El valor de la tensión T_s que actúa sobre el refuerzo en la n -ésima camada (Fig. 37) es determinado por la relación:

$$T_s = \sigma_{vn} K_a^* \Delta H \quad (59)$$

donde:

K_a^* = coeficiente de empuje activo;

σ_{vn} = presión normal que actúa en la cola del n -ésimo refuerzo;

ΔH = espaciamiento vertical entre mallas.

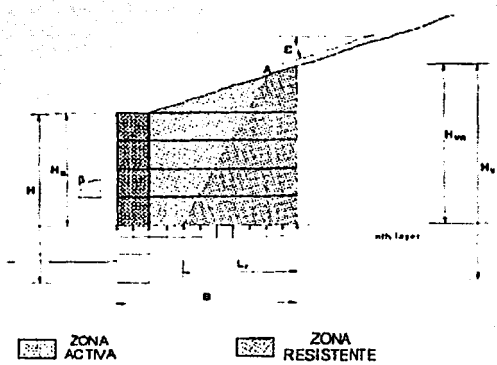


Fig. 37. Diagrama de fuerzas actuantes en el n -ésimo refuerzo.

Con relación al valor de K_a^* , en el caso de paramentos verticales o muy próximos a la vertical, vale:

$$K_a^* = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi^*}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi^*}} \quad (60)$$

donde:

ε = ángulo de inclinación de la superficie del terreno contenido;

φ^* = ángulo de fricción del suelo que compone el macizo Terramesh.

En el caso de paramentos inclinados, es decir, escalonados, K_a^* vale:

$$K_a^* = \frac{\text{sen}^2(\theta - \varphi^*)}{\text{sen}\theta(\text{sen}\theta + \text{sen}\varphi^*)^2} \quad (61)$$

donde:

θ = ángulo que define la inclinación del paramento.

Una vez determinado el valor de T_s se podrán efectuar las siguientes verificaciones:

Resistencia de las mallas a la rotura:

$$\eta_{ROT} = \frac{C_R}{T_S} \quad (62)$$

donde:

C_R representa la carga de rotura a tensión de la malla confinada en el suelo.

Capacidad de anclaje de las mallas:

$$\eta_{ANC} = \frac{C_A}{T_S} \quad (63)$$

donde:

C_a representa la carga límite de anclaje que en la cola del enésimo refuerzo vale:

$C_a = \sigma_{vn} L_R 0.91$

L_R es el largo de anclaje en la zona resistente y vale:

B-b-x (Fig. 36).

En el caso de que las sollicitaciones de proyecto exijan el aumento del factor de seguridad contra la rotura, se puede proceder de la siguiente manera:

- a) Reducir la distancia local entre paneles (aumentar la densidad de armadura) esto reducirá la tensión sobre cada refuerzo.
- b) Sobreponer varias mallas sobre una misma cota (dos o más), las pruebas evidenciaron que la capacidad de anclaje no aumenta de modo relevante, pero la resistencia total a la tensión puede ser asumida como la suma de la resistencia de cada malla.

Para la verificación de la estabilidad, se puede emplear el método de Bishop o de las dovelas descrito en el capítulo 2 de este trabajo.

V.2. Acciones debido a la presencia de las mallas de refuerzo.

La contribución de las mallas de refuerzo se introduce en el cálculo solamente si éstas intersecan a la superficie de deslizamiento. En estos casos, es adicionada a las fuerzas horizontales que actúan sobre las dovelas. El valor de tales fuerzas es determinado eligiéndose el menor entre los valores de resistencia a la rotura de la red y el valor de la resistencia al deslizamiento de la red del terreno (T_r).

El primero es prácticamente constante, mientras el segundo varía linealmente con la longitud del trecho de refuerzo que se encuentra más allá de la superficie de deslizamiento en la zona resistente.

$$\begin{aligned} T_r &= \tau_r A_r = \tau_r C L_r \\ \tau_r &= f_r \sigma'_{vr} = f_r \gamma'_{vr} Z_r \end{aligned} \quad (64) \text{ y } (65)$$

donde:

A_r = área de superficie de contacto entre terreno/refuerzo,

C = perímetro de contacto;

L_r = longitud del refuerzo que se encuentra más allá de la línea de deslizamiento;

τ_r = resistencia unitaria al deslizamiento;

σ'_{vr} = tensión vertical eficaz;

f_r = coeficiente de resistencia a lo largo de la superficie de contacto;

γ_r = peso específico del terreno;

Z_r = cota del refuerzo con respecto al plano de apoyo de la estructura.

La carga máxima que puede absorber la malla es asumida como $4.7/1.24 = 3.8$ t/m, donde 4.7 t/m es la carga máxima que puede ser absorbida por la malla en terreno compactado; obtenida de experimentos; y 1.24 es el factor parcial de seguridad que se introduce como un coeficiente adicional para tener en cuenta eventuales daños al revestimiento de PVC, en los casos en los que se utilizan materiales de elevada granulometría (por encima de la aconsejada) para la construcción del macizo Terramesh que, en la peor situación se traduce después de años en pérdida de resistencia del refuerzo.

Entre la gran cantidad de superficies que constituyen potenciales mecanismos de deslizamiento, se debe buscar aquella a la cual corresponda el factor de seguridad mínimo y verificar que tal factor no sea inferior al generalmente impuesto por las normas internacionales, entre 1.2 y 1.3.

V.3. Análisis de resultados.

La elección de la superficie de deslizamiento y de la zona de terreno a examinar en el cálculo es confiada al proyectista basándose en algunos criterios generales de los cuales se exponen los puntos principales a continuación:

El mecanismo de deslizamiento que se examina debe representar antes que nada una acción moto-rotativa. El cálculo se basa en la hipótesis de que se trabaja en una situación teórica de colapso inminente de un bloque rígido.

La hipótesis básica del método de cálculo es de hecho, la consideración de las ecuaciones de equilibrio límite a lo largo de una posible superficie de falla. Cuando más cerca esté la superficie elegida representando un posible mecanismo, más se aproximará el cálculo a una hipótesis realista.

Con base en este criterio de elección y en la hipótesis de suelos medianamente isotrópicos, se tiene que la superficie circular representa, en un 90% de los casos, una aproximación aceptable, siendo que el círculo es ciertamente la superficie geométrica

que mejor representa un mecanismo rotatorio; en algunos casos cuando la búsqueda es realizada en el interior de porciones muy próximas a la superficie externa puede ser más realista una superficie en forma de espiral logarítmica (Fig. 39), como por ejemplo en el caso de la verificación de la estabilidad interna de estructuras con paramento externo vertical o casi vertical.

Con relación a la elección de la zona de búsqueda de las superficies, el procedimiento normalmente adoptado prevé una búsqueda por estados sucesivos. Se inicia tomando como punto de partida el pie del talud (Fig. 40). Para el intervalo de salida de las superficies detrás de la estructura se pueden hacer algunas tentativas escogiendo intervalos diversos (Fig. 38 y 40).

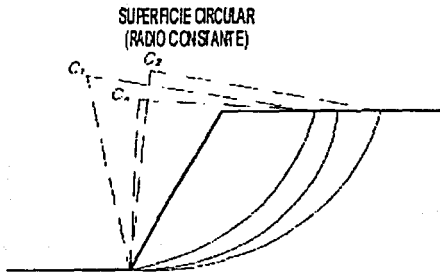


Fig. 38. Superficie de deslizamiento circular.

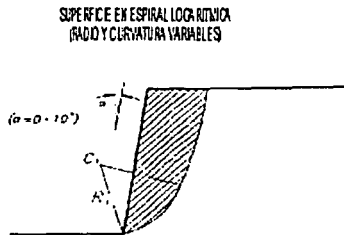


Fig. 39. Superficie de deslizamiento en forma de espiral logarítmica

Una vez encontrada la superficie más crítica que parte del pie de la estructura, se hace necesario verificar si un contorno delante de este punto no causará fenómenos de deslizamiento "rotura global" (Fig. 41).

Se deben, por lo tanto, realizar nuevamente los análisis corriendo (para delante de la estructura) progresivamente el punto de partida (inicio) de las superficies (alargando consecuentemente también el intervalo de salida detrás de la estructura) hasta encontrar el factor de seguridad global mínimo (FS).

ESTABILIDAD INTERNA



Fig. 40. Análisis de estabilidad interna.

ESTABILIDAD EXTERNA

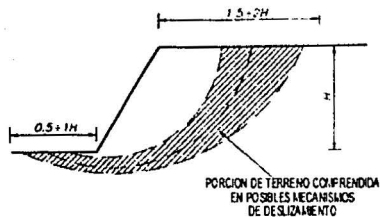


Fig. 41. Análisis de la estabilidad externa.

Generalmente la verificación es considerada completa si al término de los análisis fueron analizadas una región delante de la estructura igual a la altura de la misma y detrás de esta una región igual a dos veces su altura (Fig. 41).

El factor de seguridad mínimo, encontrado en ambos casos (interna y externa) no deberá ser inferior a un valor mínimo impuesto por las normas locales.

V.4. Ejemplo de diseño.

Para la ampliación de un área destinada a depósito de mercaderías, se previó la construcción de una obra de contención que por el pequeño espacio disponible, presentará un paramento semi-vertical.

La obra tiene una altura total de 9 m y se prevé una cimentación de un metro. El suelo del lugar presenta las siguientes características:

ángulo de fricción interna:	$\phi = 32^\circ$
peso específico:	$\gamma_s = 1.9 \text{ t/m}^2$
cohesión:	$C = 0$
presión admisible:	$\sigma_{adm} = 6.6 \text{ kg/cm}^2$
inclinación de la superficie del suelo:	$\epsilon = 0^\circ$

se considera una sobrecarga de 1.9 t/m^2 que corresponde a una altura de suelo equivalente $H_s = 1.9/\gamma_s = 1.0 \text{ m}$.

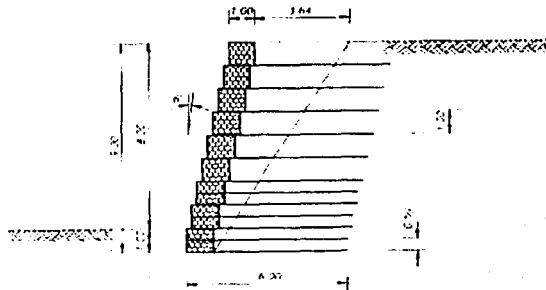


Fig. 42. Ejemplo

Verificaremos una estructura con base $B = 6.0 \text{ m}$ incluyendo un paramento externo que presenta una inclinación de 6° con respecto a la vertical (Fig. 42). El suelo utilizado en el macizo estructural es del tipo granular y altamente drenante,

compactado hasta la obtención de una densidad de 1.9 t/m^3 , se considera por lo tanto, un ángulo de fricción interna $\varphi^* = 36^\circ$.

La estructura propuesta está constituida por elementos Terramesh. La carga admisible a la tracción de la malla es estimada en:

$$C_r = \frac{C_{\text{cupula}}}{f} = \frac{4.7}{1.24} = 3.8 \text{ t/m}^2$$

El peso específico de la estructura en gaviones que constituye el paramento es igual a: 1.82 t/m^3 . Los cálculos de verificación son ejecutados tomando como referencia la unidad de longitud de la obra en su sección transversal. Con relación a las características del suelo que constituye el macizo, la línea de separación entre zona activa y resistente, es decir, el lugar de máximas tensiones en los refuerzos, presenta una inclinación con respecto a la horizontal de:

$$\begin{aligned} X &= H \tan (45^\circ - \varphi^*) - H \tan \alpha = \\ X &= 9 \tan (45^\circ - 36^\circ) - 9 \tan 6^\circ \\ X &= 3.64 \text{ m} \end{aligned}$$

Estabilidad externa

La estabilidad del bloque Terramesh es comprobada en las verificaciones al volcamiento, deslizamiento y cargas en el suelo de cimentación. En este ejemplo se omite el análisis sobre la verificación de estabilidad global de la estructura.

El empuje sobre el bloque Terramesh propuesto vale:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma_s H_r^2 \left(1 + \frac{2H_s}{H_r} \right) K_a$$

donde el coeficiente del empuje activo, de acuerdo con la ecuación 54 resulta.

$$\begin{aligned} K_a &= 0.269 \text{ considerándose} \\ \alpha &= 6^\circ \quad \varepsilon = 0^\circ \quad \varphi = 32^\circ \end{aligned}$$

El empuje activo E_a actúa en la dirección horizontal, por lo tanto se obtiene:

$$\begin{aligned} E_a &= 0.5(1.9)(0.269)(1 + 2(1/9)) \\ &= 25.30 \text{ t/m} \end{aligned}$$

el brazo de momento del empuje activo vale

$$d = \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3H_s}{H + 2H_s} \right) = 2.37m$$

El peso del bloque Terramesh será:

$$P_B = P_t + P_{sc} = 111.38 \text{ t/m}$$

donde:

$$P_t = P_s + P_G$$

$$P_s = (B - 1) \gamma_s H$$

$$= 85.50 \text{ t/m (con brazo} = 3.97 \text{ m)}$$

$$P_G = 1 \gamma g H$$

$$= 16.38 \text{ t/m (con brazo} = 0.97 \text{ m)}$$

$$P_{sc} = (B - 1) (1.9)$$

$$= 9.50 \text{ t/m (con brazo} = 4.44 \text{ m)}$$

Verificación al volcamiento.

Momento activo.

$$M_a = E_a d = 82.7 \text{ tm/m}$$

Momento resistente.

$$M_r = P_s 3.97 + P_G 0.97 + P_{sc} 4.44$$

$$= 397.9 \text{ tm/m}$$

Coefficiente de seguridad al volcamiento.

$$\eta_v = \frac{M_r}{M_a} = 4.8 > 1.5 \quad \text{O.K.}$$

Verificación al deslizamiento.

$$T = E_a = 25.31 \text{ t/m}$$

$$N = P_B = 111.38 \text{ t/m}$$

Coefficiente de seguridad al deslizamiento.

$$\eta_d = \frac{N \tan \varphi}{T}$$

$$\eta_d = \frac{111.38 \tan 32^\circ}{25.3} = 2.75 > 1.5 \quad \text{O.K.}$$

Verificación de las presiones sobre el suelo de apoyo.

Determinación de la excentricidad.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{(M_r - M_u)}{N} = 0.17m$$

Carga sobre el terreno

$$\sigma_v = \frac{N}{(B - 2e)} = \frac{111.38}{(6 - 2 * 0.17)} = 19.67t/m^2$$

Coefficiente de seguridad contra la falla del suelo de apoyo.

$$\eta_p = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_v} = \frac{6.6}{1.97} = 3.35 > 2.0 \text{ O. K.}$$

Estabilidad interna

El esfuerzo sobre cada refuerzo vale:

$$T_s = K_a * \Delta H \sigma_{vn}$$

donde

K_a^* = coeficiente de empuje activo calculado considerándose φ^*

ΔH = espaciamiento vertical entre refuerzos

σ_{vn} = presión sobre el enésimo refuerzo que vale:

$\sigma_{vn} = \gamma_s Z_n + sc$

sc = sobrecarga

El coeficiente de seguridad contra la rotura de la malla de refuerzo vale:

$$\eta_{malla} = \text{carga de rotura de la malla} / T$$

Se debe también verificar la capacidad de anclaje de cada refuerzo.

$$\eta_{arr} = \frac{\sigma_{vn} L_r 0.91}{T}$$

donde:

0.91 = coeficiente de fricción para la malla metálica de doble torsión en el interior del bloque.

En la tabla siguiente son expuestos los valores de los coeficientes de seguridad a la rotura de la malla y el arrancamiento para cada refuerzo.

Para cada nivel, el largo resistente vale:

$$L_r = (B - b) + (H - Z_n) \tan \alpha - (H - Z_n) \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi^*}{2} \right)$$

Z_n (m)	ΔH (m)	σ_{vn} (t/m ²)	T (t/m)	η_{malla}	L_r (m)	η_{arr}
9.00	0.50	19.00	2.47	1.54	5.00	35.04
8.50	0.50	18.05	2.34	1.62	4.80	33.62
8.00	0.50	17.10	2.22	1.71	4.60	32.21
7.50	0.50	16.15	2.10	1.81	4.39	30.79
7.00	0.50	15.20	1.97	1.93	4.19	29.37
6.50	0.50	14.25	1.85	2.05	3.99	27.96
6.00	1.00	13.30	3.45	1.10	3.79	13.27
5.00	1.00	11.40	2.96	1.28	3.38	11.85
4.00	1.00	9.50	2.47	1.54	2.98	10.44
3.00	1.00	7.60	1.97	1.93	2.57	9.02
2.00	1.00	5.70	1.48	2.57	2.17	7.60
1.00	1.00	3.80	0.99	3.85	1.77	6.19

V.5. Programa MAC.ST.A.R.S. R.

El programa prevé la posibilidad de verificar un vasto número de condiciones de carga (nivel freático, sobrecarga, efectos sísmicos, etc.) y geometrías del terreno (estratigrafías diversas), conforme a las situaciones más típicas que ocurren en el análisis de estabilidad de taludes. Además, analiza una o más estructuras Terramesh dispuestas a lo largo del talud y realiza la verificación de estabilidad considerando sus efectos combinados. Para facilitar y mejorar la inserción de datos relativos a la geometría del terreno, el programa prevé una visualización gráfica del problema, ya sea antes del cálculo, para verificar los datos colocados, o después del análisis, para el control de los resultados.

La inserción de los datos se hace accediendo a un menú principal, en el cual los parámetros son subdivididos en datos de grupos homogéneos (geometría del terreno, cargas, geometría de la estructura Terramesh, etc.); de esta forma el usuario puede

verificar de manera simple y directa la precisión de los datos insertados y, posteriormente, la verificación de los resultados. Por lo tanto, es necesario al proyectar una estructura, individualizar correctamente los potenciales mecanismos de ruptura del terreno, evaluando la contribución a la estabilidad ofrecida por la presencia de la malla de refuerzo. Este programa se trabaja desde el Sistema Operativo DOS 6.0 en su versión 1.2 y en Windows para la versión 1.2, esta última de reciente creación.

Un correcto dimensionamiento de una estructura de suelo reforzado implica, que una vez conocidos los parámetros geotécnicos del terreno y del terraplén estructural (ángulo de fricción interna, cohesión, peso específico) y las características mecánicas de los refuerzos (carga de rotura, coeficiente de adherencia al terreno), se elija una correcta longitud y distancia vertical entre los refuerzos necesarios para garantizar la estabilidad.

Los mecanismos de deslizamiento son en general diversos con relación a la geometría y estratigrafía del terreno.

El programa MAC.ST.A.R.S. R. permite efectuar las verificaciones de estabilidad basándose en superficies de deslizamiento de forma circular, plana o poligonal (definida por el usuario del programa). En caso de que la superficie de deslizamiento cruce uno o más refuerzos en diversas cotas, el programa considera la acción resistente ofrecida por cada refuerzo que está en función de la capacidad de anclaje, que a su vez está en función de su largo en el terreno, además de la superficie de deslizamiento.

En la mayor parte de los casos el cálculo de la verificación de una obra de suelo reforzado es realizado distinguiendo dos tipos de verificaciones:

- a) Estabilidad del talud, es decir, verificación del largo necesario y del intervalo entre los elementos de refuerzo necesarios para garantizar que el terraplén reforzado sea suficientemente compacto y resistente a las acciones internas causadas por los pesos y por las cargas externas.
- b) Estabilidad del conjunto, es decir, verificación de las dimensiones de la masa estructural en los contornos de los deslizamientos más extremos, que puedan determinar fenómenos de inestabilidad más profundos en las camadas de terreno.

Para el cálculo de la superficie de deslizamiento más crítica, el programa hace referencia al Método de Equilibrio Límite.

El volumen de terreno delimitado por una potencial línea de deslizamiento es considerado en la situación de inminente colapso. Aunque, desde un punto de vista general, la estabilidad de un talud sea función de las deformaciones que éste presenta, los análisis son basados en métodos aproximados que consideran solamente el equilibrio estático de las fuerzas actuantes.

El programa realiza los siguientes pasos:

- 1) Individualización, por tanteos, sucesivos, de la superficie de deslizamiento más crítica.
- 2) Adopción de una distribución de tensiones a lo largo de dicha superficie.
- 3) Resolución del problema mediante un sistema de ecuaciones, de $5n-2$ incógnitas que permita determinar el factor de estabilidad (seguridad) FS de la superficie predeterminada.

VI. Instalación

A continuación, se presentan a grandes rasgos las etapas de colocación en obra de los dos diferentes tipos de estructura Terramesh: Terramesh y Terramesh verde (Fig. 43).

Terramesh.

1. El elemento confeccionado en la fábrica debe ser abierto sobre una superficie plana, para asegurar que cumpla con su fin. Los dobleces del panel frontal definen la forma rectangular de la cara externa de la estructura.
2. Abrir el elemento a lo largo de los dobleces y levantar el panel posterior.
3. Colocar el diafragma, que se encuentra suelto dentro del elemento y coser las aristas. Colocar el elemento en su posición definitiva y unir a los elementos adyacentes.
4. Llenar con piedras (según las mismas técnicas usadas para los gaviones) cerrar y coser las tapas. Colocar el filtro geotextil (Fig. 44); entre la parte de la cara frontal y el refuerzo; y colocar la tierra compactada hasta la altura del elemento (en camadas no superiores a 20-30 cm).
5. Posicionar el elemento Terramesh sucesivo y coser este al precedente.

Terramesh Verde.

1. El elemento confeccionado en la fábrica debe ser abierto sobre una superficie plana. Los dobleces del panel frontal definen la forma rectangular de la cara externa de la estructura.
2. Posicionar el elemento y abrirlo a lo largo del doblez inferior hasta alcanzar la inclinación predeterminada para el paramento frontal de la estructura.
3. Colocar el elemento en su posición definitiva y unir a los elementos adyacentes. Posicionar el geosintético retenedor de finos. Posicionar el refuerzo triangular y unirlo con el panel frontal y la base.
4. y 5. Se procede de la misma manera que el Terramesh.

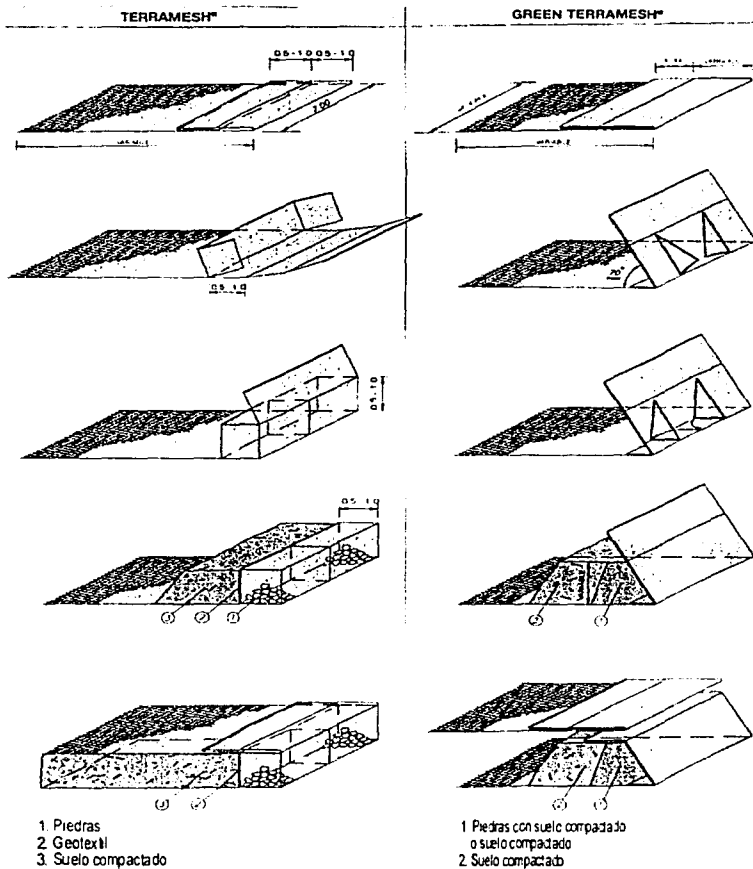


Fig. 43 Etapas de colocación de estructuras Terramesh.

VI.1. Identificación del material, almacenamiento y manipulación.

Cada una de las etapas de los sistemas anteriores pueden dividirse para hacer más clara su explicación, con el propósito de ayudar a asegurar que una vez instalado el refuerzo como un sistema de muro de retención desarrolle la función asignada en el diseño. Con este fin, el refuerzo debe ser identificado, manipulado, almacenado e

instalado de manera tal que no se vean afectados los valores de sus propiedades físicas y que las condiciones del diseño se cumplan en forma cabal.

El refuerzo se encuentra empacado de acuerdo a sus dimensiones para facilitar su manejo y almacenamiento en fardos (pacas). Cada fardo viene amarrado con una cinta de diferente color, dependiendo de sus dimensiones, para identificarlo.

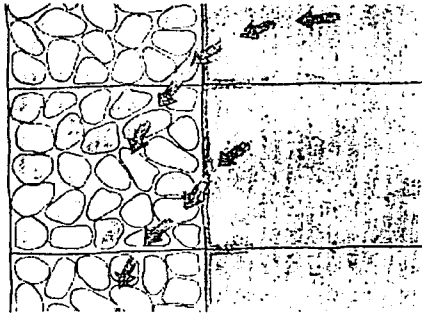


Fig. 44. Posición del geotextil.

Durante el transporte y descarga de los elementos se debe evitar el daño de la cinta, fardo o del elemento en sí; en caso de que este vaya a permanecer almacenado por un tiempo prolongado, debe ser ubicado y colocado de tal manera que se asegure su integridad. Esto puede lograrse elevando el elemento del suelo y asegurándose que esté cubierto y protegido adecuadamente contra la luz ultra violeta, incluyendo la luz solar, productos químicos que sean ácidos o bases fuertes, incendios o llamas, incluyendo chispas de soldaduras, temperaturas sobre los 60° C (140° F) y de la destrucción causada por humanos o animales.

VI.2. Preparación de la base.

Las cimentaciones deben ser excavadas hasta las líneas y cotas descritas en los planos de construcción o según las instrucciones del responsable. Las áreas excavadas de más, deberán ser llenadas con material de relleno compactado. La cimentación debe ser rodillada antes de la colocación del relleno y la instalación del primer refuerzo. Esto debe realizarse antes de instalar cada capa subsiguiente de refuerzo (Fig. 45). El suelo deberá ser compactado al 95% de la densidad óptima seca para cumplir con los estándares (AASHTO T99). Se recomienda que los suelos

cohesivos sean compactados en capas de seis a ocho pulgadas y el suelo granular en capas compactadas de nueve a doce pulgadas.

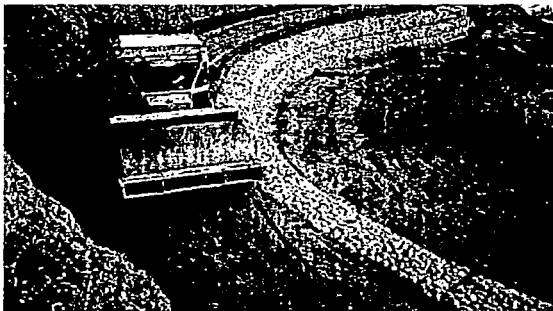


Fig. 45. Compactación del área de refuerzo.

VI.3. Instalación del refuerzo.

Antes de desempacar el refuerzo, es necesario verificar el fardo, el largo y la ubicación de instalación con los planos del proyecto. A medida que se vayan desempacando los refuerzos, revisar si presentan daño o defectos. Los daños que ocurran durante el almacenamiento, manipulación o instalación deben ser reparados si esto es posible, de otra manera deben remplazarse.

Una vez desempacado el refuerzo debe ser tensado a mano o con la ayuda de maquinaria hasta que esté completamente tenso y totalmente tendido en el suelo, evitando romperlo.

El refuerzo debe ser tendido en la adecuada elevación y orientación de acuerdo los planos de construcción y según lo especificado por el fabricante de los bloques de la pared del muro, o según las instrucciones del responsable (Fig. 46). Por ningún motivo el refuerzo debe ser cortado, debe ser instalado en una pieza continua con la dirección de resistencia principal extendida en el largo total del área reforzada.

Una vez que se ha instalado una capa de refuerzo, se coloca su correspondiente capa de relleno, compactada y preparada de acuerdo a la norma. Después de que ha sido colocada la capa indicada de relleno, se instala la siguiente capa de refuerzo. Mientras se coloca el relleno, la parte frontal del refuerzo, es decir los gaviones, pueden ser

rellenos de acuerdo a las especificaciones mencionadas en el capítulo 3, y de esta manera tener un avance en la obra. Este procedimiento deberá ser repetido para cada capa de refuerzo y tierra en forma sucesiva.

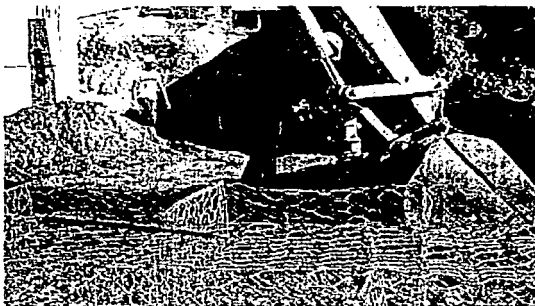


Fig. 46. Colocación de la primera capa de refuerzo.

VI.4. Colocación del relleno.

El refuerzo es tendido directamente en la superficie horizontal de un relleno compactado y cubierto con la capa de relleno siguiente. El despliegue del relleno debe ser realizado de acuerdo a las instrucciones del Ingeniero a cargo. El relleno del suelo deberá ser compactado al 95% de la densidad seca máxima y ± 2 % del contenido de humedad óptima, para cumplir con los estándares de la AASHTO T99. Al igual que en la base, se recomienda que los suelos cohesivos sean compactados en capas de 15 a 25 cm y en suelo granular en capas compactadas de 25 a 30 cm.

El relleno debe ser colocado, extendido y compactado de tal manera que se pueda evitar el posible desarrollo de arrugas y/o el deslizamiento del refuerzo. Se debe tener especial cuidado en controlar el momento oportuno y la velocidad de la colocación del material de relleno para evitar daños debido a la circulación de vehículos de compactación o de la obra sobre el refuerzo expuesto (Fig. 47).

El relleno dentro de los 0.9 m desde la cara del muro es compactado de la forma habitual con equipo manual. Se realiza la medición de densidad en cada capa de suelo. El relleno debe ser rodillado al final de cada día laboral para evitar la acumulación de agua en la superficie de la masa reforzada. La obra debe ser

mantenida para evitar que el flujo de agua sobrepase el coronamiento del muro durante la construcción y una vez terminado el muro.



Fig. 47. Colocación del relleno en el refuerzo

La mayoría de los vehículos con ruedas neumáticas podrán circular a velocidades muy reducidas, menos de 16 km/h (10 mph) y en línea recta sobre el refuerzo expuesto evitando causar daño al refuerzo. No se permitirá frenar bruscamente o realizar giros pronunciados. La maquinaria de construcción pesada no podrá operar directamente sobre el refuerzo. Se requiere previamente un mínimo de 15 cm de grosor de relleno de suelo para que puedan circular dichos vehículos sobre el refuerzo. Debe tomarse especial precaución para que estos vehículos realicen un mínimo de giros para evitar que el relleno se desplace y el refuerzo se dañe.

VII. Conclusiones.

En este trabajo de tesis se describió el uso del Sistema Terramesh en la estabilidad de taludes como una alternativa más ante métodos convencionales ya conocidos. En este sistema se emplean gaviones, los cuales presentan una buena cantidad de ventajas, entre las que se pueden mencionar:

- La habilidad de proporcionar flexibilidad; la malla de alambre hexagonal torcida tolera movimientos internos sin perder la resistencia de su diseño original; esta característica permite a las estructuras de gaviones resistir asentamientos diferenciales o movimientos, sin arriesgar la integridad de la estructura.
- Permeabilidad, ya que al no hacer uso de ningún tipo de aglutinante o cementante, la porosidad del gavión evita que se genere presión hidrostática, reduciendo el riesgo de una falla estructural inesperada. Aunque esta misma característica puede convertirse en una desventaja, por el hecho de que material fino puede ser arrastrado a la parte frontal del talud, por ello es necesario el empleo de un geotextil.
- Por su peso y monolitividad son capaces de resistir los empujes del terreno, además de que el alambre y el recubrimiento de PVC con que son fabricados, tienen la capacidad de resistir a condiciones ambientales agresivas durante largos períodos de tiempo.
- Resultan rápidos de construir y son de funcionamiento inmediato, se pueden instalar en presencia de agua y en condiciones climáticas adversas. Utilizan mano de obra no calificada y del lugar, pueden ser construidos en sitios de difícil acceso y en suelos medianamente compresibles, tienen la cualidad de integrarse rápidamente al medio natural, ya que son capaces de vegetarse; lo que incrementa su vida útil. Tienen una variedad de aplicaciones en obras como por ejemplo: canalizaciones, obras de derivación, defensa contra el oleaje, protección de puentes, etc.
- Una estructura de este tipo puede ser la alternativa más económica o la de mayor costo, dependiendo esto de las condiciones de abastecimiento del insumo principal, la piedra empleada para el relleno, ya que si esta se encuentra a grandes distancias, se eleva considerablemente el costo de la obra por el acarreo.

- Una desventaja es el poco conocimiento de sus características en comparación con otros métodos. Además de que es susceptible del daño de la gente por el mismo desconocimiento.

El Sistema Terramesh tiene su origen en los muros de tierra armada o suelo reforzado, los cuales no son otra cosa que capas alternadas de suelo de relleno y refuerzos, la tierra armada se empleó por primera ocasión en 1964.

Una estructura Terramesh está constituida por tres elementos: tableros exteriores (gaviones), malla de refuerzo y suelo de relleno. Su principio de operación está basado en la fricción generada entre el suelo y la malla, esta última absorbe los esfuerzos de tensión producidos en la masa de suelo, cada material emplea su resistencia a cierto tipo de esfuerzo para compensar las deficiencias del otro.

Las ventajas que conlleva el uso del Sistema Terramesh prácticamente son las mismas que se tienen con el empleo de gaviones, incluyendo que el paramento exterior puede tener variaciones: vertical, inclinado o con escalones.

El dimensionamiento de una estructura de este tipo se realiza empleando los Métodos de Coulomb y Rankine para muros de gravedad y Métodos de Equilibrio Límite, dicho dimensionamiento se realiza en dos fases:

- a) Análisis de la estabilidad externa, en donde se verifican deslizamiento, volcamiento y presiones sobre el suelo de cimentación, por medio de los esfuerzos externos que actúan sobre el macizo reforzado.
- b) Análisis de estabilidad interna, se realiza con el fin de determinar el largo y el espaciamiento entre cada capa de malla de refuerzos, en este análisis se verifican la resistencia contra la rotura y largo de anclaje de la malla.

El empleo del programa de diseño estructuras en Sistema Terramesh, a base de gaviones MACSTARS 1.0, es de gran confiabilidad para el cálculo de los diferentes tipos de falla (volteo, deslizamiento, global, etc.), los métodos que se utilizan para analizar los diseños, son los convencionales de equilibrio límite; Rankine, Meyerhof y Bishop (estabilidad global), lo que permite optimizar el uso de los gaviones en la construcción de los muros.

El uso de la normatividad vigente para la construcción y los requisitos que deben cumplir los gaviones, son de gran importancia para el buen funcionamiento de la obra, ya que con estos se evita que haya problemas en el comportamiento de la estructura, haciéndola confiable y apta para resistir las solicitaciones requeridas por el proyecto.

Bibliografía.

1. E. Juárez Badillo, A Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos tomo II, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de suelos. Limusa, México 1979.
2. R. Agostini, L. Cesareo, A. Conte, M. Macetti, A. Papett.
Flexible gabion structures in earth retaining works
Officine Maccaferri S. p. A.
Bologna, Italy 1987.
3. Mendoza López, Manuel Jesús.
Geotecnia. Capítulo 23 del Manual de Ingeniería de Ríos
Instituto de Ingeniería, UNAM
México, febrero 1998.
4. Tierra Armada. Simposio Internacional. Julio 1980, México, D. F.
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
México, 1983.
5. Terramesh System. An environmentally friendly solution for soil reinforcement .
Maccaferri.
Bologna, Italia, 1999.
6. Sistema Terramesh.
VII seminario Nacional de Geotecnia. II Encuentro Centroamericano de
Geotecnistas.
Costa Rica, 1997.
7. Road work. Problems and solutions.
Maccaferri.
Bologna, Italia, 2000.
8. Manual de referencia y uso
Programa MAC.ST.A.R.S. R. 1.0.
Maccaferri, USA 1998.